

フィリピン共和国
公共事業道路省 (DPWH)

フィリピン国
パッシング・マリキナ川河川改修事業
(フェーズ IV)
詳細設計

詳細設計業務実施報告書
(先行公開版)

第 1B 巻 : 主報告書

2020 年 8 月

独立行政法人 国際協力機構 (JICA)

株式会社 建設技研インターナショナル
独立行政法人 水資源機構
日本工営株式会社
株式会社 建設技術研究所

イ技
JR(P)
20-003

フィリピン共和国
公共事業道路省 (DPWH)

フィリピン国
パッシング・マリキナ川河川改修事業
(フェーズ IV)
詳細設計

詳細設計業務実施報告書
(先行公開版)

第 1B 巻 : 主報告書

2020 年 8 月

独立行政法人 国際協力機構 (JICA)

株式会社 建設技研インターナショナル
独立行政法人 水資源機構
日本工営株式会社
株式会社 建設技術研究所

詳細設計業務実施報告書（先行公開版）の構成

第1A巻：主報告書（第1章～第6章）

第1B巻：主報告書（第7章/7.1～7.3）

第1C巻：主報告書（第7章/7.4～7.6）

第1D巻：主報告書（第8章～第12章）

第2巻：参考資料

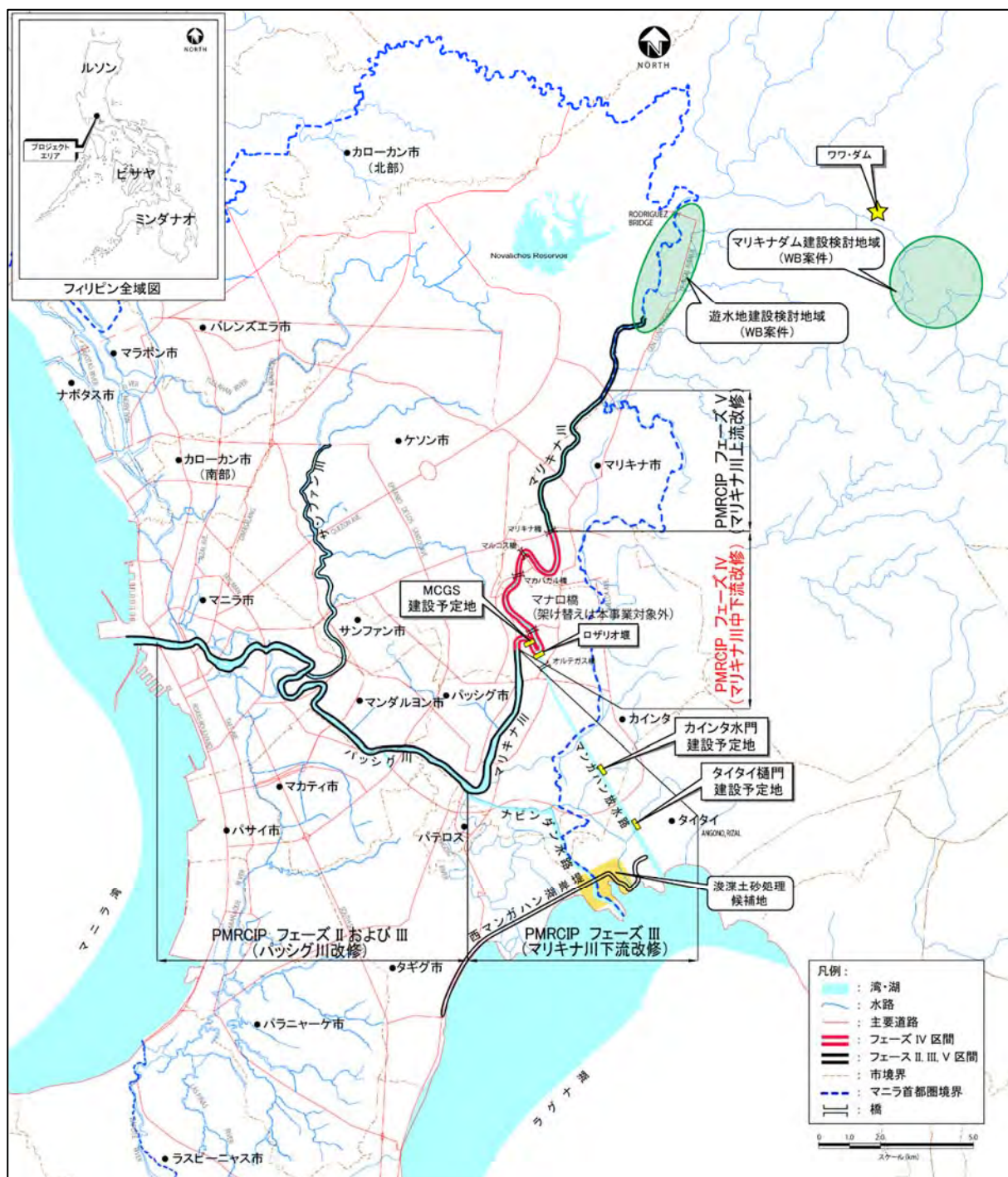
第3巻：地質調査巻末資料

本報告書で使用された為替交換レート

PHP 1.00 = JPY 2.15

US\$ 1.00 = JPY108.9 = PHP 50.7

(2019年11月)



調査対象地域位置図

**フィリピン国パッシング・マリキナ川河川改修事業
（フェーズⅣ）詳細設計
詳細設計業務実施報告書（先行公開版）
第 1B 巻：主報告書**

目 次

調査対象地域位置図

	ページ
目 次	i
図一覧	xvi
表一覧	xli
略語表	lxix
計量単位	lxxv
第 1 章 全体事業の概略	1-1
1.1 全体事業の背景	1-1
1.1.1 パッシング・マリキナ川洪水対策マスタープラン	1-2
1.1.2 パッシング・マリキナ川河川改修事業（PMRCIP）	1-3
1.1.3 フェーズⅠ（全体事業の詳細設計）	1-3
1.1.4 フェーズⅡ事業	1-4
1.1.5 フェーズⅢ事業	1-4
1.2 フェーズⅣ円借款事業の概要	1-5
1.2.1 フェーズⅣ事業の背景	1-5
1.2.2 フェーズⅣ事業の概要	1-5
第 2 章 本業務の概要（基本設計ステージ・詳細設計ステージ）	2-1
2.1 業務の目的	2-1
2.2 業務の範囲	2-1
2.3 設計対象河川区域及び設計調査の範囲	2-1
2.4 予定工事内容	2-2
2.5 基本設計及び詳細設計の実施方針	2-3
2.5.1 対象事業及び本業務の基本的位置付け（第 3 章）	2-3
2.5.2 フェーズⅣ区間の河道計画の確認及び検討（第 4 章）	2-3
2.5.3 自然条件調査の実施（第 5 章）	2-3
2.5.4 河川構造物の諸元確認（基本設計）（第 6 章）	2-4
2.5.5 河川構造物の詳細設計並びに設計基準（第 7 章・第 11 章）	2-4
2.5.6 水理模型実験（第 8 章）	2-4

2.5.7	非構造物対策及び運用操作規則・維持管理計画策定のための基本方針検討（第9章）	2-4
2.5.8	環境社会配慮及び住民移転計画の改訂支援（第10章）	2-4
2.5.9	事業評価（第12章）	2-5
2.6	基本設計及び詳細設計実施において明確になった本事業の留意事項	2-5
2.6.1	パッシング・マリキナ川の計画洪水流量配分	2-5
2.6.1.1	治水計画対象洪水確率年	2-6
2.6.1.2	河道改修	2-7
2.6.1.3	MCGSの構造	2-8
2.6.1.4	Cainta水門の構造	2-8
2.6.1.5	Taytay逆流防止水門の構造	2-8
2.6.2	入札図書案	2-9
第3章	パッシング・マリキナ川の治水計画の確認	3-1
3.1	流域の現状	3-1
3.1.1	流域の概況	3-1
3.1.2	マリキナ川の流況	3-2
3.1.2.1	Sto. Nino 観測所	3-2
3.1.2.2	Rosario JS(Junction Side)観測所	3-5
3.1.2.3	Napindan JS(Junction Side)観測所	3-7
3.1.3	流域水位情報	3-7
3.1.4	現況流下能力	3-9
3.1.5	主要河川構造物の現操作規則	3-14
3.2	既存及び構想段階関連計画の確認	3-14
3.2.1	既往治水計画の確認	3-14
3.2.1.1	Formulation of Flood Control Plan in Pasig-Marikina River Basin（1952年、フィリピン国政府）	3-15
3.2.1.2	FS Study and Detailed Design for Mangahan Floodway（1975FS/DD）	3-16
3.2.1.3	マニラ洪水対策計画調査（1990年、JICA）	3-17
3.2.1.4	Detailed Engineering Design of PMRCIP（2002年、DPWH）	3-19
3.2.1.5	パッシング・マリキナ川河川改修事業（III）準備調査（2011年、JICA）	3-20
3.2.1.6	Master Plan for Flood Management in Metro Manila and Surrounding Areas（WB 2012MP）	3-20
3.2.1.7	マニラ首都圏治水計画情報収集・確認調査（2014年、JICA）	3-22
3.2.1.8	Feasibility Study on PMRCIP for Phase IV and V（2015年、DPWH（2015IV&V））	3-23
3.2.1.9	Feasibility Study and Preparation of Detailed Engineering Design of the Proposed Upper Marikina Dam（2018年、WB）	3-24
3.2.2	パッシング・マリキナ川流域の主要な治水関連事業及び河川構造物のまとめ	3-25
3.2.2.1	ナピンダン水門（NHCS）	3-25
3.2.2.2	マンガハン放水路建設事業	3-27

3.2.2.3	パッシング河洪水予警報システム事業（EFCOS: Effective Flood Control Operations System）	3-28
3.2.2.4	内水対策	3-33
3.3	既往検討内容の比較	3-38
3.4	最終的治水計画の確認	3-49
3.4.1	流域平均確率雨量	3-49
3.4.2	Sto. Nino の洪水流量	3-49
3.4.3	整備目標流量	3-51
3.4.4	計画高水流量	3-52
3.4.4.1	Sto. Nino 地点上流	3-52
3.4.4.2	フェーズ IV 区間	3-52
3.4.4.3	MCGS～サンファン川合流点	3-52
3.4.4.4	パッシング川最下流	3-53
3.4.4.5	サンファン川	3-53
3.4.4.6	計画高水流量配分（案）	3-54
3.4.5	気候変動への適応	3-54
第 4 章	河道設計のための前提と河道条件（基本設計ステージ）	4-1
4.1	前提（河道計画確認）	4-1
4.1.1	既往計画の確認	4-1
4.1.1.1	MCGS 下流の計画断面	4-1
4.1.1.2	MCGS 上流の計画断面	4-1
4.1.2	追加水理検討	4-7
4.1.2.1	MCGS 建設による上流河道区間の水位上昇影響検討	4-7
4.1.3	河道沿い開発状況	4-11
4.1.4	既存排水路及びその排水システム	4-13
4.2	河道改修計画の基本	4-13
4.2.1	河道改修の基本方針	4-13
4.2.2	パッシング・マリキナ川全体河道縦断図	4-16
4.2.2.1	マニラ湾からのパッシング・マリキナ川河道縦断図	4-16
4.2.2.2	ラグナ湖からのパッシング・マリキナ川河道縦断図	4-17
第 5 章	自然条件調査	5-1
5.1	測量調査	5-1
5.1.1	測量調査の目的	5-1
5.1.2	測量実施の範囲	5-1
5.1.3	測量実施方法	5-2
5.1.3.1	実施フロー	5-2
5.1.3.2	準備作業	5-2
5.1.3.3	現場作業	5-2

5.1.3.4	データ解析作業	5-2
5.1.3.5	成果作成作業	5-3
5.1.4	調査結果	5-3
5.1.4.1	基準点構築	5-3
5.1.4.2	基準点測量	5-4
5.1.4.3	航空測量	5-6
5.1.4.4	横断測量および深淺測量	5-7
5.1.4.5	地形測量	5-7
5.1.4.6	その他	5-8
5.1.4.7	精度確認	5-9
5.2	地質調査	5-9
5.2.1	概要	5-9
5.2.1.1	地質調査の目的	5-9
5.2.1.2	地質調査の概要	5-9
5.2.2	業務実施方法	5-10
5.2.2.1	地質調査	5-10
5.2.3	調査結果	5-11
5.2.3.1	調査地域の地形・地質概要	5-11
5.2.3.2	ボーリング調査結果	5-17
5.2.3.3	Cainta・Taytay Flood Gate ボーリング調査	5-29
5.2.3.4	土質試験結果	5-35
5.2.4	地質調査別添資料	5-61
第6章	河川構造物設計の基本的検討及び基本設計	6-1
6.1	河道（堤防・堤防護岸・低水護岸）の基本設計	6-1
6.1.1	河道（堤防・堤防護岸・低水護岸）の基本設計結果概要	6-1
6.1.2	設計基本コンセプトの設定	6-2
6.1.2.1	線形の決定	6-2
6.1.2.2	標準断面の設定	6-2
6.1.2.3	計画洪水位の確認	6-5
6.1.3	低水護岸の基本設計	6-6
6.1.3.1	低水護岸のタイプ	6-6
6.1.3.2	液状化の検討	6-9
6.1.3.3	改修河道のブロック割	6-13
6.1.3.4	鋼矢板護岸の設計条件の整理	6-16
6.1.3.5	鋼矢板護岸構造の検討	6-17
6.1.3.6	低水護岸根固め工の検討	6-18
6.1.4	橋梁下部工根固工の検討	6-36
6.1.4.1	対象橋梁	6-36
6.1.4.2	工法の選定	6-36

6.1.4.3	使用材料の検討	6-37
6.1.4.4	根固工一般図	6-39
6.1.5	堤防（堤防護岸・特殊堤）の設計	6-44
6.1.5.1	設計条件の整理	6-44
6.1.5.2	堤防および護岸の構成	6-44
6.1.5.3	堤防および護岸構造	6-45
6.1.5.4	洪水防御壁の設計計算	6-59
6.1.6	その他特別な配慮をすべき区間の構造物	6-60
6.2	排水施設の設計	6-64
6.2.1	排水施設の基本設計結果概要	6-64
6.2.2	既存排水口の測量とデータ収集	6-64
6.2.2.1	既存排水口測量	6-64
6.2.2.2	その他資料の収集	6-65
6.2.3	排水施設計画	6-67
6.2.3.1	計画条件	6-67
6.2.3.2	排水施設計画の策定	6-70
6.2.4	排水施設基本設計	6-77
6.2.4.1	排水管の基本設計	6-77
6.2.4.2	堤脚排水路の基本設計	6-79
6.2.4.3	樋門の基本設計	6-83
6.3	Manggahan Control Gate Structure (MCGS) 基本設計	6-85
6.3.1	MCGS の基本設計結果の概要	6-85
6.3.2	2002年フェーズI及び2015年Definitive Planでの設計概要	6-86
6.3.3	MCGS の基本設計	6-91
6.3.3.1	水位条件	6-91
6.3.3.2	河道条件	6-91
6.3.3.3	船舶・その他条件	6-92
6.3.3.4	既設構造物等制約条件	6-93
6.3.3.5	地質条件	6-94
6.3.3.6	MCGS 位置の検討	6-102
6.3.3.7	基本構造諸元の検討	6-103
6.3.4	ゲート構造および開閉機の検討	6-146
6.3.4.1	扉体構造の検討	6-146
6.3.4.2	開閉装置形式の検討	6-152
6.3.5	システム計画	6-163
6.3.5.1	MCGS 操作・運用の概念	6-163
6.3.5.2	設備・システムの検討	6-163
6.3.6	付帯施設	6-191
6.3.6.1	付帯施設の概要および配置計画	6-191

6.3.6.2	取付護岸	6-192
6.3.6.3	管理用通路	6-193
6.3.6.4	発電機棟	6-193
6.3.6.5	予備ゲートの必要性について.....	6-197
6.3.7	一般図作成	6-197
6.4	逆流防止水門基本設計	6-203
6.4.1	逆流防止水門の基本設計結果の概要.....	6-203
6.4.2	背景と設置目的.....	6-205
6.4.2.1	背景.....	6-205
6.4.2.2	排水計画に関する基準の更新.....	6-205
6.4.2.3	本事業における施設設置目的と整備方針.....	6-206
6.4.3	Cainta 水門基本設計.....	6-207
6.4.3.1	水位条件	6-207
6.4.3.2	船舶・その他条件	6-207
6.4.3.3	河道条件	6-207
6.4.3.4	既設構造物等制約条件	6-209
6.4.3.5	地質条件	6-210
6.4.3.6	水門位置の検討	6-222
6.4.3.7	基本構造諸元の検討	6-224
6.4.3.8	ゲート構造および開閉機の検討.....	6-254
6.4.3.9	システム計画	6-269
6.4.3.10	付帯施設	6-273
6.4.3.11	一般図作成	6-288
6.4.4	Taytay 樋門基本設計	6-293
6.4.4.1	水位条件	6-293
6.4.4.2	船舶・その他条件	6-293
6.4.4.3	河道条件	6-294
6.4.4.4	既設構造物等制約条件	6-296
6.4.4.5	地質条件	6-297
6.4.4.6	樋門位置の検討	6-302
6.4.4.7	構造形式の検討	6-304
6.4.4.8	基本構造諸元の検討	6-307
6.4.4.9	上屋及びゲート操作室の検討.....	6-317
6.4.4.10	ゲート構造および開閉機の検討.....	6-318
6.4.4.11	システム計画	6-323
6.4.4.12	付帯施設の概要・配置計画	6-326
6.4.4.13	一般図作成	6-327

第7章	河川構造物設計の基本的検討及び詳細設計	7-1
7.1	河道（堤防・堤防護岸・低水護岸）の詳細設計	7-1
7.1.1	河道（堤防・堤防護岸・低水護岸）の詳細設計結果概要	7-1
7.1.2	鋼矢板護岸の詳細設計	7-2
7.1.2.1	護岸設計区間	7-2
7.1.2.2	設計基準等	7-3
7.1.2.3	設計条件	7-3
7.1.2.4	計算結果	7-20
7.1.2.5	ハット+H鋼に関する留意事項	7-23
7.1.3	堤防護岸の詳細設計	7-26
7.1.3.1	傾斜壁およびパラペット壁の検討	7-26
7.1.3.2	盛土および護岸背後の埋土材の検討	7-28
7.1.3.3	築堤部及び護岸上部法面の安定検討	7-30
7.1.3.4	法覆工の設計	7-38
7.1.4	既設護岸前面根固工の設計（Sta.6+360～Sta6+600 左岸）	7-39
7.1.5	付帯施設設計	7-42
7.2	排水施設の詳細設計	7-47
7.2.1	概要	7-47
7.2.2	排水管の詳細設計	7-47
7.2.2.1	新設排水管諸元	7-47
7.2.2.2	排水管施設の詳細設計	7-49
7.2.3	樋門の詳細設計	7-58
7.2.3.1	計画諸元の整理	7-58
7.2.3.2	基礎地盤の沈下・変位量の検討	7-60
7.2.3.3	構造詳細検討	7-68
7.3	MCGS 詳細設計	7-77
7.3.1	MCGS 詳細設計概要	7-77
7.3.2	土木施設設計	7-77
7.3.2.1	設計条件	7-79
7.3.2.2	基礎工	7-84
7.3.2.3	本土工詳細設計	7-84
7.3.2.4	本土工（L2 耐震設計）	7-186
7.3.2.5	管理橋	7-240
7.3.2.6	取付擁壁工	7-290
7.3.3	ゲート設備設計	7-310
7.3.3.1	設計条件の整理	7-310
7.3.3.2	設計計算	7-319
7.3.3.3	操作室内配置	7-333
7.3.3.4	ゲート設備の仕様	7-337

7.3.4	建築施設設計	7-339
7.3.5	情報設備詳細設計	7-339
7.3.5.1	情報設備設計条件の整理	7-339
7.3.5.2	計装設備（水位観測設備）設計.....	7-339
7.3.5.3	警報設備設計	7-351
7.3.5.4	監視設備（CCTV カメラ）設計	7-369
7.3.5.5	遠隔監視制御設備	7-375
7.3.5.6	電源設備（非常用発電設備）	7-419
7.4	Cainta 水門詳細設計	7-437
7.4.1	Cainta 水門詳細設計の概要	7-437
7.4.2	土木施設設計	7-437
7.4.2.1	基礎工	7-440
7.4.2.2	本体工	7-544
7.4.2.3	本体工（L2 耐震設計）	7-623
7.4.2.4	管理橋詳細設計	7-673
7.4.2.5	護岸及び土工等	7-685
7.4.2.6	付帯構造物	7-688
7.4.3	ゲート設備設計	7-697
7.4.3.1	設計条件の整理	7-697
7.4.3.2	設計計算	7-702
7.4.3.3	操作室内配置	7-707
7.4.3.4	ゲート設備の仕様	7-711
7.4.4	建築施設設計	7-712
7.4.5	情報設備設計	7-712
7.4.5.1	計装設備、警報監視設備、遠隔監視制御設備設計	7-712
7.4.5.2	電気設備（非常用発電設備）	7-719
7.5	Taytay 樋門詳細設計	7-734
7.5.1	Taytay 樋門詳細設計結果の概要	7-734
7.5.2	土木施設設計	7-734
7.5.2.1	主要寸法	7-734
7.5.2.2	設計条件の確認	7-743
7.5.2.3	基礎工	7-752
7.5.2.4	本体工	7-759
7.5.2.5	本体工（L2 耐震設計）	7-826
7.5.3	ゲート設備設計	7-841
7.5.3.1	設計条件の整理	7-841
7.5.3.2	設計計算	7-844
7.5.3.3	操作室設備配置	7-845
7.5.4	建築施設設計	7-848

7.5.5	情報設備設計.....	7-848
7.5.5.1	計装設備、警報監視設備、遠隔監視視制御設備設計.....	7-848
7.5.5.2	電気設備（非常用発電設備）.....	7-856
7.6	建築設計.....	7-869
7.6.1	建築構造設計.....	7-869
7.6.1.1	荷重.....	7-869
7.6.1.2	水門上屋の耐震設計方針.....	7-875
7.6.1.3	発電機棟基礎の設計条件.....	7-878
7.6.1.4	構造計算結果.....	7-879
7.6.2	建築機械設備.....	7-883
7.6.2.1	給排水衛生設備.....	7-883
7.6.2.2	換気・空調.....	7-885
7.6.3	建築電気設備.....	7-889
7.6.3.1	避雷設備.....	7-889
7.6.3.2	照明設備.....	7-891
7.6.4	その他の細目.....	7-893
7.6.4.1	階段の細目規定.....	7-893
7.6.4.2	危険物取扱に関する規定.....	7-894
7.6.5	建築意匠についての考察.....	7-895
7.6.5.1	フィリピン国における水門構造物デザインの事例.....	7-895
7.6.5.2	本プロジェクトにおける意匠方針.....	7-896
第8章	水理模型実験（要約）.....	8-1
8.1	実験概要.....	8-1
8.1.1	はじめに.....	8-1
8.1.2	実験の目的.....	8-1
8.2	実験結果.....	8-2
8.2.1	現況河道の分流状況.....	8-2
8.2.2	実験結果より得られた MCGS 諸元.....	8-2
8.2.2.1	MCGS ゲート諸元.....	8-2
8.2.2.2	減勢工・護床工.....	8-2
8.2.3	計画河道の分流状況.....	8-3
8.2.4	MCGS 施工時の仮排水路の検討.....	8-3
第9章	非構造物対策及び操作運用・維持管理規則.....	9-1
9.1	非構造物対策の検討.....	9-1
9.1.1	フェーズⅡ及びフェーズⅢで実施した非構造物対策の評価.....	9-1
9.1.1.1	フェーズⅡ及びフェーズⅢで実施した非構造物対策.....	9-1
9.1.1.2	実施した非構造物対策に対する評価.....	9-4
9.1.2	洪水対策委員会（FMC）活用計画.....	9-7

9.1.2.1	洪水対策委員会の現状	9-7
9.1.2.2	洪水対策委員会活用計画	9-8
9.1.3	フェーズ IV 非構造物対策実施方針	9-8
9.1.3.1	インフォメーション・キャンペーンと広報活動（ICP）	9-9
9.1.3.2	洪水被害軽減に向けた情報提供.....	9-10
9.1.3.3	洪水対策委員会（FMC）の活性化.....	9-14
9.1.3.4	洪水被害軽減のための人材育成.....	9-16
9.1.3.5	ウェブサイトおよび SNS による情報発信.....	9-18
9.1.3.6	フェーズ IV 非構造物対策アクションプラン	9-19
9.2	堰等の運用・操作規則	9-25
9.2.1	既存構造物の操作運用規則	9-25
9.2.1.1	Rosario 堰及び NHCS（ナピンダン水門）	9-25
9.2.1.2	その他構造物	9-32
9.2.1.3	既存の河川構造物の操作運用の評価.....	9-32
9.2.2	MCGS 及び逆流防止水門の操作運用規則の基本コンセプト	9-33
9.2.2.1	操作の基本的原則	9-33
9.2.2.2	操作・運用計画	9-33
9.2.2.3	警告放送	9-38
9.2.3	NHCS の操作の必要性.....	9-40
9.2.3.1	操作の検討方針	9-40
9.2.3.2	操作・運用計画（案）	9-41
9.2.4	操作規則（案）	9-42
9.2.4.1	Rosario 堰、MCGS、及び NHCS	9-42
9.2.4.2	逆流防止水門	9-48
9.3	運営・維持管理計画	9-52
9.3.1	運営・維持管理計画の検討方針	9-52
9.3.1.1	運営・維持管理計画作成の必要性.....	9-52
9.3.1.2	適用基準・ガイドライン等	9-52
9.3.2	保守管理計画（案）	9-53
9.3.2.1	基本事項	9-53
9.3.2.2	状態把握	9-54
9.3.2.3	機能保全対策	9-63
9.3.2.4	保守管理記録	9-75
9.3.3	運営管理体制（案）	9-76
9.3.3.1	事業実施および維持管理組織.....	9-76
9.3.3.2	洪水対策組織の現状	9-76
9.3.3.3	運営管理体制の拡充	9-81
9.4	関係機関への事業説明経過報告	9-83
9.4.1	LGUs	9-83

9.4.2	関係機関.....	9-83
9.4.2.1	MMDA	9-83
9.4.2.2	LLDA	9-84
第 10 章	環境社会配慮および住民移転計画	10-1
10.1	環境社会配慮事項進捗報告	10-1
10.1.1	EIS、EMP および EMoP のレビュー	10-1
10.1.2	EIS、EMP および EMoP の改訂・更新	10-2
10.1.3	浚渫土砂処分に関する環境社会配慮実施支援	10-2
10.1.3.1	底質調査	10-2
10.1.3.2	土砂処分地	10-14
10.1.4	樹木のインベントリー調査実施前確認	10-23
10.1.4.1	関係法令	10-23
10.1.4.2	樹木のインベントリー調査の方法	10-24
10.1.4.3	調査結果	10-25
10.1.5	環境社会配慮事項 DPWH 能力向上支援セミナー	10-30
10.1.6	本川工事の EIS の見直し	10-31
10.2	住民移転計画	10-31
10.2.1	住民移転計画書（RAP）のレビュー・必要作業の支援	10-31
10.2.1.1	現住民移転計画の補償方針及び現計画に基づく予算の確認	10-31
10.2.1.2	RAP for Marikina River	10-33
10.2.1.3	RAP for Manggahan Floodway	10-40
10.2.2	住民移転計画書（RAP）の改訂・更新支援	10-45
10.2.3	Parcellary Survey 実施計画準備支援	10-45
10.2.3.1	DPWH および土地管理局（LRA）間の覚書による土地所有者情報提供システム	10-45
10.2.3.2	Parcellary Survey で実施すべき内容	10-45
10.2.3.3	Parcellary Survey のための準備活動	10-46
10.2.4	DPWH/関係機関/PAFs 間定期的住民協議・説明会開催支援	10-47
10.2.5	開始された住民移転活動の支援	10-47
第 11 章	設計基準	11-1
11.1	設計基準の目的	11-1
11.2	技術コードと基準	11-1
11.3	基本設計手法	11-2
11.3.1	基本	11-2
11.3.2	堤防及び堤防護岸	11-2
11.3.2.1	一般堤防（土堤）	11-2
11.3.2.2	一般堤防（特殊堤（コンクリートパラペット壁等））	11-6
11.3.2.3	堤防護岸（張護岸・積護岸）	11-7
11.3.3	維持管理用道路	11-8

11.3.3.1	道路幅員	11-8
11.3.3.2	横断勾配	11-8
11.3.3.3	舗装構成	11-8
11.3.4	低水護岸	11-8
11.3.4.1	鋼矢板護岸	11-8
11.3.4.2	根固め工	11-15
11.3.5	排水路・排水工・樋管	11-21
11.3.5.1	基本方針	11-21
11.3.5.2	排水工計画の概略	11-21
11.3.5.3	計画条件	11-21
11.3.5.4	排水施設設計条件	11-24
11.3.6	樋管工	11-25
11.3.6.1	構造計画	11-25
11.3.6.2	荷重	11-31
11.3.6.3	基礎地盤の検討	11-32
11.3.6.4	設計方法	11-33
11.3.7	水門（Cainta 水門、Taitai 水門）	11-37
11.3.7.1	構造計画	11-37
11.3.7.2	荷重	11-43
11.3.7.3	設計方法	11-43
11.3.8	堰（MCGS）	11-46
11.3.8.1	構造計画	11-46
11.3.8.2	荷重	11-47
11.3.8.3	設計方法	11-48
11.4	荷重	11-48
11.4.1	荷重の種類	11-48
11.4.2	死荷重	11-48
11.4.2.1	常時	11-48
11.4.2.2	地震時	11-49
11.4.3	上載荷重	11-51
11.4.3.1	土被り 4m 以上の場合	11-51
11.4.3.2	土被り 4m 以下の場合	11-51
11.4.4	土圧	11-52
11.4.4.1	可動壁に作用する常時の土圧	11-52
11.4.4.2	地震時土圧	11-53
11.4.4.3	壁面摩擦角	11-54
11.4.4.4	固定式壁面（胸壁など）に作用する土圧	11-54
11.4.5	水圧	11-55
11.4.5.1	静水圧	11-55

11.4.5.2	残留水圧	11-55
11.4.5.3	地震による動水圧	11-56
11.4.6	揚圧力	11-57
11.4.7	風荷重	11-57
11.4.8	温度荷重	11-60
11.4.9	ゲートの開閉荷重	11-60
11.4.10	荷重の組み合わせ	11-60
11.4.10.1	荷重の組み合わせ	11-60
11.4.10.2	各組合せ時の許容応力度の割増	11-61
11.5	構造物の安定計算手法	11-61
11.5.1	滑動	11-61
11.5.2	転倒	11-62
11.5.3	斜面/基礎の滑り	11-62
11.5.4	浸透/パイピング	11-62
11.5.4.1	浸透・パイピングの検討	11-62
11.5.4.2	浸透・パイピング対策	11-63
11.5.5	圧密沈下	11-64
11.5.6	直接基礎	11-64
11.5.7	杭基礎	11-66
11.5.7.1	杭の配置	11-66
11.5.7.2	許容軸方向押込み支持力度	11-67
11.5.7.3	許容軸方向引抜き力	11-69
11.5.7.4	許容横方向支持力	11-69
11.5.7.5	杭の許容変位	11-70
11.5.7.6	軸方向ばね定数	11-70
11.5.7.7	杭反力と基礎の変位	11-70
11.6	使用する材料の構造特性	11-71
11.6.1	地盤係数/特性	11-71
11.6.1.1	土の単位体積重量	11-71
11.6.1.2	粘性地盤の粘着力	11-71
11.6.1.3	粘性が低い地盤の内部摩擦角	11-71
11.6.1.4	基礎地盤の横方向反力係数	11-72
11.6.1.5	圧縮指数	11-72
11.6.1.6	透水性	11-73
11.6.2	鋼矢板	11-73
11.6.2.1	使用材料	11-73
11.6.2.2	断面効率	11-73
11.6.2.3	構造	11-74
11.6.2.4	鋼矢板のタイプおよび材料特性	11-74

11.6.3	コンクリート及び鉄筋.....	11-76
11.6.3.1	使用材料.....	11-76
11.6.3.2	物理定数.....	11-77
11.6.4	許容応力度.....	11-77
11.6.4.2	鉄筋コンクリート部材の最小厚.....	11-78
11.6.5	プレストレスト・コンクリート.....	11-79
11.6.5.1	コンクリートの強度（橋梁以外の構造物）.....	11-79
11.6.5.2	プレストレス用鋼材（橋梁以外の構造物）.....	11-79
11.6.6	構造用鋼材.....	11-80
11.6.7	配筋方法.....	11-80
11.7	液状化の評価.....	11-90
11.7.1	液状化の判定を行う必要のある砂質土層.....	11-90
11.7.2	液状化の判定.....	11-90
11.7.3	液状化が生じる土層の取り扱い.....	11-92
11.7.4	液状化の判定に用いる設計水平震度.....	11-93
11.8	液状化を起こす恐れのある場合の設計手法または一般的対策方法.....	11-94
11.8.1	一般的対策方法.....	11-94
11.8.2	土堤.....	11-98
11.8.2.1	設計手法.....	11-98
11.8.2.2	対策方法.....	11-99
11.8.3	樋管.....	11-99
11.8.3.1	設計手法.....	11-99
11.8.3.2	対策方法.....	11-100
11.8.4	水門及び堰.....	11-101
11.8.4.1	設計手法.....	11-101
11.8.4.2	対策方法.....	11-102
11.8.5	鋼矢板護岸.....	11-102
11.8.5.1	設計手法.....	11-102
11.8.5.2	対策方法.....	11-103
11.8.6	堤防（コンクリート擁壁式特殊堤）.....	11-104
11.8.6.1	設計手法.....	11-104
11.8.6.2	対策方法.....	11-104
11.9	耐震設計.....	11-105
11.9.1	耐震設計の考え方.....	11-105
11.9.1.1	適用する設計基準の選定.....	11-105
11.9.1.2	耐震設計条件.....	11-106
11.9.2	照査方法.....	11-114
11.9.2.1	照査方法の決定.....	11-114
11.9.2.2	照査手順.....	11-117

11.10 建築設計	11-124
11.10.1 本プロジェクトにおける建築構造物	11-124
11.10.2 建築設計に係る現地基準の体系	11-124
第 12 章 事業評価	12-1
12.1 事業の経済的評価	12-1
12.1.1 経済的費用の算定	12-1
12.1.2 経済的便益の推定	12-2
12.1.3 マリキナダム of 事業評価	12-18
12.1.4 事業評価結果の比較	12-24
12.2 事業の技術的評価	12-25
12.2.1 河道改修	12-25
12.2.2 MCGS 及び 2 基の逆流防止水門・樋門	12-25
12.3 事業の環境社会的評価	12-25
12.3.1 事業の環境カテゴリ	12-26
12.3.2 その他の評価	12-26

図一覧

図 1.1.1 計画洪水流量配分図(確率洪水規模 1/100)..... 1-3

図 1.1.2 パッシング・マリキナ川河川改修事業における整備目標流量配分図(確率洪水規模 1/30) ... 1-4

図 2.6.1 計画高水流量配分図（案）（確率洪水規模 1/100） 2-6

図 3.1.1 調査対象地域の概要 3-1

図 3.1.2 Sto. Nino 観測所流況 3-4

図 3.1.3 Sto. Nino 観測所時刻流量（1994 年～2018 年） 3-4

図 3.1.4 パッシング・マリキナ川の水位相関-1 3-8

図 3.1.5 パッシング・マリキナ川の水位相関-2 3-9

図 3.1.6 現況流下能力図（パッシング・マリキナ川） 3-11

図 3.1.7 現況流下能力図（パッシング川） 3-12

図 3.1.8 現況流下能力図（マリキナ川） 3-13

図 3.2.1 計画高水流量配分図（既往最大ベース） 3-16

図 3.2.2 計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）【JICA1990MP】 3-18

図 3.2.3 計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）【2002DD】 3-19

図 3.2.4 整備目標流量配分図（確率洪水規模 1/30）【2002DD】 3-20

図 3.2.5 計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）【WB2012MP】 3-21

図 3.2.6 計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）【JICA2014 調査】 3-22

図 3.2.7 計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）【2015IV&V】 3-24

図 3.2.8 計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）【WB2018 UMD FS】 3-25

図 3.2.9 EFCOS システム構成図 3-30

図 3.2.10 West Manggahan 事業位置図..... 3-35

図 3.2.11 KAMANAVA 事業位置図 3-36

図 3.2.12 East Manggahan 調査位置 3-37

図 3.2.13 提案された事業及び計画流量配分..... 3-37

図 3.3.1 計画洪水流量配分図 3-47

図 3.3.2 マリキナダム地点 3-48

図 3.4.1 Sto. Nino 地点の現況及び改修河道 HQ の比較 3-50

図 3.4.2 Sto. Nino 地点想定計画ハイドログラフ（2,900 m³/s） 3-50

図 3.4.3 整備目標流量配分図（確率洪水規模 1/30）【2002DD】 3-51

図 3.4.4 計画高水流量配分の比較（確率洪水規模 1/100） 3-52

図 3.4.5 サンファン川の流量低減策案..... 3-53

図 3.4.6 計画高水流量配分図（案）（確率洪水規模 1/100） 3-54

図 4.1.1 フェーズ III 事業マリキナ川下流改修標準断面図..... 4-1

図 4.1.2 JICA1990MP によるフェーズ IV 区間マリキナ川改修断面図（Sta.5+425 / Sta.13+060） ... 4-1

図 4.1.3 2002DD におけるフェーズ IV 区間マリキナ川改修標準断面図 4-2

図 4.1.4 90m 低水路部改修標準断面図..... 4-4

図 4.1.5 80m 低水路部改修標準断面図..... 4-4

図 4.1.6 水位算定結果(粗度係数 0.025 で算定し湾曲部の局所水位上昇を考慮) 4-6

図 4.1.7	Manalo 橋及び Marcos 橋位置図	4-7
図 4.1.8	水位縦断図（計画高水流量、2,900m ³ /s）	4-10
図 4.1.9	水位縦断図（基本高水流量、3,600m ³ /s）	4-11
図 4.2.1	パッシング・マリキナ川全体水位縦断図（マニラ湾～サンマテオ）	4-16
図 4.2.2	パッシング・マリキナ川全体水位縦断図（ラグナ湖～サンマテオ）	4-17
図 5.1.1	測量実施箇所.....	5-1
図 5.1.2	測量実施フロー	5-2
図 5.1.3	本調査で設置した基準点例.....	5-3
図 5.1.4	基準点設置計画とその実施結果.....	5-4
図 5.1.5	基準点多角測量結果.....	5-4
図 5.1.6	本調査で利用した無人測量機.....	5-6
図 5.1.7	2つの無人飛行機器の測量実施範囲	5-7
図 5.1.8	排水工測量実施例.....	5-8
図 5.1.9	ボーリング実施箇所座標確認実施例.....	5-9
図 5.2.1	調査地域の地形図.....	5-12
図 5.2.2	地形分類図.....	5-13
図 5.2.3	（写真）マリキナ川沿いの低地.....	5-14
図 5.2.4	West Valley Fault System.....	5-14
図 5.2.5	Geological Map of Manila and Quezon City	5-15
図 5.2.6	（写真）C5 Highway 沿いにみられるグアダルルーペ層（火山礫凝灰岩）	5-16
図 5.2.7	（写真）マリキナ川沿いに露出するグアダルルーペ層	5-16
図 5.2.8	（写真）マリキナ川左岸に見られる砂層.....	5-17
図 5.2.9	（写真）マリキナ川下流域左岸に見られる粘性土層.....	5-17
図 5.2.10	河川改修計画区間.....	5-18
図 5.2.11	ボーリング調査地点位置図.....	5-20
図 5.2.12	Schematic Geological profile.....	5-22
図 5.2.13	MCGS 計画地点.....	5-24
図 5.2.14	MCGS 設計のためのボーリング調査位置.....	5-25
図 5.2.15	MCGS 近傍地質断面図（1）	5-26
図 5.2.16	MCGS 近傍地質断面図（2）	5-27
図 5.2.17	（写真）G-05 孔 0-5m コア状況.....	5-28
図 5.2.18	（写真）河床掘削状況.....	5-28
図 5.2.19	（写真）新鮮な凝灰岩からなる掘削土砂.....	5-29
図 5.2.20	Cainta 川合流地点の状況.....	5-29
図 5.2.21	Taytay 川合流地点の状況.....	5-30
図 5.2.22	調査地点位置図(Cainta Floodgate).....	5-31
図 5.2.23	調査地点位置図(Taytay Sluiceway)	5-31
図 5.2.24	Cainta・Taytay 地質断面図	5-34
図 5.2.25	塑性図.....	5-41

図 5.2.26 塑性図による粘性土の力学的性質..... 5-41

図 5.2.27 岩石の一軸圧縮強度のヒストグラム..... 5-42

図 5.2.28 深度と N 値との関係..... 5-47

図 5.2.29 深度と PI との関係..... 5-48

図 5.2.30 一軸圧縮強さ (qu) と N 値との関係..... 5-48

図 5.2.31 塊状岩盤における岩盤等級と原位置試験結果との関係..... 5-49

図 5.2.32 塑性図 (Cainta・Taytay) 5-55

図 5.2.33 qu と N 値との関係..... 5-59

図 6.1.1 河道改修の区間分け位置図 6-1

図 6.1.2 区間 5+400～5+800 の標準断面 (Sta.5+500) 6-2

図 6.1.3 区間 6+050～6+600 の標準断面 (Sta.6+300) 6-2

図 6.1.4 区間 6+700～7+200 の標準断面 (Sta.7+000) 6-3

図 6.1.5 区間 7+200～7+650 の標準断面 (Sta.7+450) 6-3

図 6.1.6 区間 7+650～8+300 及び 8+900～10+500 の標準断面 (Sta.9+400) 6-3

図 6.1.7 区間 10+550～11+200 の標準断面 (Sta.11+200) スペースが限られている場合 6-4

図 6.1.8 区間 12+000～12+500 の標準断面 (Sta.12+400) スペースが十分な場合 6-4

図 6.1.9 区間 12+500～13+100 の標準断面 (Sta.12+700) 左岸側の壁なし 6-4

図 6.1.10 区間 13+100～13+350 の標準断面 (Sta.13+300) 余裕高なし 6-5

図 6.1.11 本プロジェクト区間における現在建設中の区間..... 6-6

図 6.1.12 液状化危険度の判定結果 6-11

図 6.1.13 低水護岸設計のブロック分割フロー..... 6-14

図 6.1.14 鋼矢板護岸設計検討フロー..... 6-16

図 6.1.15 標準的護岸構造 6-18

図 6.1.16 Sta.6+700～Sta.10+500 に適用する標準的護岸構造の例 6-18

図 6.1.17 洗掘深及び根固め工配置の概略図..... 6-20

図 6.1.18 Hs/H_d と H/dr の関係 (τ* : 0.03～0.4) 6-25

図 6.1.19 河川の最大洗掘部の水深と高さの説明図..... 6-26

図 6.1.20 H_{max}/H_d と b/r の関係図..... 6-27

図 6.1.21 捨石工標準断面 (高さ 1.5m) 6-33

図 6.1.22 対象橋梁一覧 6-36

図 6.1.23 橋脚周囲の洗掘範囲と形状の推定模式図..... 6-38

図 6.1.24 橋脚保護工一般図 (Macapagal 橋) 6-40

図 6.1.25 橋脚保護工一般図 (LRT-2 橋) 6-41

図 6.1.26 橋脚保護工一般図 (Marcos 橋) 6-42

図 6.1.27 橋脚保護工一般図 (SM Marikina 橋) 6-43

図 6.1.28 Sta.10+800 付近で建設されている River Wall..... 6-45

図 6.1.29 Sta.9+600 付近で行われている埋立て 6-45

図 6.1.30 圧密計算を実施する計算断面位置および土質区分..... 6-51

図 6.1.31 圧密計算を実施する計算断面..... 6-52

図 6.1.32	e-logP 曲線	6-54
図 6.1.33	Cv-logP 曲線.....	6-55
図 6.1.34	e-log P 曲線（砂質土）	6-56
図 6.1.35	護岸の標準横断面図（前面法勾配 5 分の場合）	6-58
図 6.1.36	Sta.10+500～Sta.13+350 に適用する洪水防御壁の例.....	6-59
図 6.1.37	Sta.10+500～Sta.13+350 に適用する洪水防御壁の例.....	6-60
図 6.1.38	AYALA Land による開発地域.....	6-60
図 6.1.39	1) STA.5+400～STA.5+780 区間左岸標準断面	6-61
図 6.1.40	1) STA.6+035～STA.6+340 区間左岸標準断面	6-61
図 6.1.41	Sta.9+400～9+800 の区間における線形の代替案.....	6-62
図 6.1.42	河岸道路の標準断面図.....	6-62
図 6.1.43	Pasig 市が建設している堤防の標準横断面図.....	6-63
図 6.2.1	既設排水口位置図.....	6-65
図 6.2.2	既存排水管網図(一部のみ).....	6-66
図 6.2.3	土地利用図.....	6-66
図 6.2.4	確率年ごとの降雨強度.....	6-69
図 6.2.5	管頂接合.....	6-78
図 6.2.6	U型側溝の配置	6-79
図 6.2.7	堤脚排水路の集水域.....	6-80
図 6.2.8	マンホールと堤脚排水路の接続図.....	6-81
図 6.2.9	堤脚排水路諸元.....	6-82
図 6.2.10	集水柵諸元.....	6-83
図 6.2.11	杭基礎の函体底板下における空洞化現象	6-84
図 6.3.1	2002 年フェーズ I 詳細設計における MCGS の主な寸法諸元	6-87
図 6.3.2	各代替案の位置.....	6-89
図 6.3.3	各代替案の地質条件.....	6-89
図 6.3.4	MCGS 設置地点付近の河道断面.....	6-92
図 6.3.5	MCGS 周辺の主な既設構造物等.....	6-94
図 6.3.6	ボーリング位置図（MCGS 堰周辺）	6-96
図 6.3.7	想定土層横断面図（堰柱位置）	6-97
図 6.3.8	想定地層横断面図（上流側）	6-97
図 6.3.9	想定地層横断面図（下流側）	6-98
図 6.3.10	想定地質縦断面図（右岸側）	6-98
図 6.3.11	想定地質縦断面図（左岸側）	6-99
図 6.3.12	MCGS 付近の土性図.....	6-101
図 6.3.13	MCGS 設置位置.....	6-103
図 6.3.14	MCGS 小径間ゲートの径間長と Marikina 川下流流量の関係.....	6-111
図 6.3.15	MCGS 小径間ゲートの径間長と MCGS 上流水位の関係.....	6-112
図 6.3.16	操作室機器類の必要離隔.....	6-113

図 6.3.17	MCGS 上屋の一般図	6-115
図 6.3.18	堰柱位置及び純支間長(MCGS 管理橋).....	6-116
図 6.3.19	幅員構成(MCGS 管理橋).....	6-117
図 6.3.20	トラック荷重	6-118
図 6.3.21	タンデム荷重	6-118
図 6.3.22	特殊車両荷重	6-119
図 6.3.23	車両分布荷重	6-119
図 6.3.24	疲労荷重	6-119
図 6.3.25	橋長の設定(MCGS 管理橋).....	6-121
図 6.3.26	MCGS 本体長	6-125
図 6.3.27	堰柱床版と径間長	6-126
図 6.3.28	遮水工設置平面図	6-128
図 6.3.29	減勢工諸元	6-131
図 6.3.30	L 型エンドシル	6-132
図 6.3.31	現地土砂の粒度分布と実験で使用する粒径.....	6-133
図 6.3.32	護床工範囲	6-140
図 6.3.33	設計流速と根固め重量の関係.....	6-143
図 6.3.34	ゲート寸法・構造関係図	6-146
図 6.3.35	水質調査位置図	6-148
図 6.3.36	近年 20 年間の Rosario 堰地点（マリキナ川側）の水位データ	6-149
図 6.3.37	河床高と海面高の関係	6-149
図 6.3.38	開閉装置の形式	6-152
図 6.3.39	統合運用すべき 3 つの堰・水門位置.....	6-163
図 6.3.40	MCGS の動力設備配置概念図	6-164
図 6.3.41	MCGS の予備電施設小屋配置図	6-165
図 6.3.42	システムレベルの概念図	6-170
図 6.3.43	システムレベル毎の運用管理イメージ.....	6-171
図 6.3.44	システム機能構成	6-174
図 6.3.45	クライアント/サーバ方式 システム構成イメージ.....	6-175
図 6.3.46	集中型 Web 方式 システム構成イメージ	6-176
図 6.3.47	分散型 Web 方式 システム構成イメージ	6-177
図 6.3.48	MCGS 遠方監視制御システム構成（案）（Cainta 水門及び Taytay 水門 遠隔監視制御システムを含む）	6-181
図 6.3.49	2002 年フェーズ I 詳細設計における遠方監視制御設備 システム構成	6-183
図 6.3.50	システム構成図（赤枠で示した拠点内設備を更新）	6-190
図 6.3.51	MCGS 付帯施設の概要および配置計画	6-192
図 6.3.52	MCGS 下流側取付護岸	6-193
図 6.3.53	MCGS 上流側取付護岸	6-193
図 6.3.54	管理用通路標準断面図	6-193

図 6.3.55	屋内ケーブルピットの配置条件.....	6-194
図 6.3.56	MCGS 発電機棟の平面計画と留意点.....	6-196
図 6.3.57	MCGS 発電機棟の断面計画.....	6-197
図 6.3.58	MCGS 全体平面図.....	6-198
図 6.3.59	MCGS 一般図（1）.....	6-199
図 6.3.60	MCGS 一般図（2）.....	6-200
図 6.3.61	MCGS 一般図（3）.....	6-201
図 6.3.62	MCGS 一般図（4）.....	6-202
図 6.4.1	計画高水流量配分.....	6-207
図 6.4.2	Cainta 川合流点付近の現況幅.....	6-208
図 6.4.3	Cainta 川計画断面.....	6-208
図 6.4.4	Manggahan 放水路計画堤防断面.....	6-209
図 6.4.5	Cainta 水門周辺の主な既設構造物等.....	6-209
図 6.4.6	既往地質調査位置.....	6-210
図 6.4.7	既往ボーリング（No.C-2）.....	6-211
図 6.4.8	想定地質断面図.....	6-212
図 6.4.9	地質調査位置.....	6-212
図 6.4.10	N 値と一軸圧縮強度の関係式.....	6-213
図 6.4.11	圧密曲線.....	6-214
図 6.4.12	土性図（DD-BH-C01）.....	6-216
図 6.4.13	土性図（DD-BH-C02）.....	6-218
図 6.4.14	土性図（DD-BH-C03）.....	6-220
図 6.4.15	新設堤防を川表側に設置する場合のイメージ.....	6-222
図 6.4.16	水門縦断位置.....	6-223
図 6.4.17	水門の本体の形式.....	6-230
図 6.4.18	MCGS 上屋の一般図.....	6-232
図 6.4.19	堰柱位置及び純支間長(Cainta 管理橋).....	6-233
図 6.4.20	幅員構成(Cainta 管理橋).....	6-234
図 6.4.21	橋長の設定(Cainta 管理橋).....	6-236
図 6.4.22	Cainta 川合流点付近の Manggahan 放水路の堤防高（模式図）.....	6-238
図 6.4.23	カーテンウォールの有無によるゲート扉体高さの違い.....	6-239
図 6.4.24	地質想定横断図.....	6-239
図 6.4.25	Cainta 水門本体長.....	6-241
図 6.4.26	Cainta 水門胸壁構造.....	6-241
図 6.4.27	水位門各部の名称.....	6-242
図 6.4.28	堰柱床版と径間長.....	6-243
図 6.4.29	遮水工設置平面図.....	6-244
図 6.4.30	遮水工設置範囲図.....	6-246
図 6.4.31	スルースゲートからの自由放流.....	6-249

図 6.4.32	スルースゲート流量係数	6-250
図 6.4.33	収縮係数	6-250
図 6.4.34	護床工設置区間	6-252
図 6.4.35	ブロック質量と許容流速の関係.....	6-254
図 6.4.36	ゲート寸法・構造関係図	6-255
図 6.4.37	水質調査位置図	6-257
図 6.4.38	近年 20 年間のラグナ湖の水位データ	6-257
図 6.4.39	河床高と海面高の関係	6-258
図 6.4.40	開閉装置の形式	6-261
図 6.4.41	堤防護岸の範囲	6-274
図 6.4.42	開削幅	6-274
図 6.4.43	条件護岸設置範囲	6-275
図 6.4.44	護岸構造	6-276
図 6.4.45	階段工計画図（1）	6-276
図 6.4.46	階段工計画図（2）	6-277
図 6.4.47	堤外水路範囲図	6-278
図 6.4.48	取付水路の護岸	6-279
図 6.4.49	Manggahan 放水路河道断面.....	6-279
図 6.4.50	Cainta 川護岸設置範囲	6-280
図 6.4.51	Cainta 川護岸標準断面図	6-282
図 6.4.52	取付道路標準断面図	6-283
図 6.4.53	発電機棟敷地位置	6-284
図 6.4.54	発電機棟敷地高と周辺の地盤高との関係.....	6-284
図 6.4.55	Cainta 水門および発電機棟の配置	6-285
図 6.4.56	Cainta 発電機棟の平面計画と留意点	6-287
図 6.4.57	Cainta 発電機棟の断面計画と留意点	6-288
図 6.4.58	Cainta 水門一般図（1）	6-289
図 6.4.59	Cainta 水門一般図（2）	6-290
図 6.4.60	Cainta 水門一般図（3）	6-291
図 6.4.61	函体内一次元不等流計算結果.....	6-293
図 6.4.62	Taytay クリーク計画縦断面図.....	6-294
図 6.4.63	計画高水流量配分	6-294
図 6.4.64	河道中心位置と堤防法線	6-295
図 6.4.65	堤防法線位置	6-296
図 6.4.66	Taytay 樋門周辺の主な既設構造物等.....	6-297
図 6.4.67	Taytay 樋門地質調査位置図.....	6-297
図 6.4.68	Taytay 樋門水門の地質縦断面図（Taytay 付近抜粋）	6-298
図 6.4.69	Taytay 樋門地質想定図（樋管縦断面図）	6-299
図 6.4.70	N 値と一軸圧縮強度の関係式.....	6-300

図 6.4.71	圧密曲線.....	6-300
図 6.4.72	土性図.....	6-301
図 6.4.73	Taytay 樋門位置.....	6-303
図 6.4.74	継ぎ足し位置でのカルバート敷高.....	6-307
図 6.4.75	杭基礎の函体底版下における空洞化現象.....	6-308
図 6.4.76	樋門本体長.....	6-310
図 6.4.77	胸壁の天端高.....	6-311
図 6.4.78	胸壁幅.....	6-311
図 6.4.79	翼壁の範囲と平面形の考え方.....	6-312
図 6.4.80	川表翼壁.....	6-313
図 6.4.81	堤防開削断面と遮水工の関係.....	6-315
図 6.4.82	Taytay 上屋の一般図.....	6-318
図 6.4.83	河床高と海面高の関係.....	6-319
図 6.4.84	開閉装置の形式.....	6-322
図 6.4.85	Taytay 樋門の付帯施設配置計画.....	6-327
図 6.4.86	Taytay 樋門ガードハウスの平面・断面計画.....	6-327
図 6.4.87	Taytay 樋門（樋門）一般図(1).....	6-328
図 6.4.88	Taytay 樋門（樋門）一般図(2).....	6-329
図 7.1.1	仮想地盤面の位置図.....	7-4
図 7.1.2	矢板構造物荷重図.....	7-5
図 7.1.3	主働土圧.....	7-7
図 7.1.4	受働土圧.....	7-7
図 7.1.5	構造物に作用する静水圧.....	7-9
図 7.1.6	壁面に作用する動水圧（ウェスターガード公式）.....	7-10
図 7.1.7	設定水位.....	7-10
図 7.1.8	鋼矢板に作用する上載荷重範囲.....	7-11
図 7.1.9	もたれ擁壁と鋼矢板護岸コーピングの接続部.....	7-11
図 7.1.10	作用位置.....	7-12
図 7.1.11	H形鋼付きハット型鋼矢板.....	7-17
図 7.1.12	H形鋼付きハット型鋼矢板のH鋼部上端切断.....	7-23
図 7.1.13	自立式鋼矢板の曲げモーメント分布図.....	7-23
図 7.1.14	打設時イメージ図.....	7-25
図 7.1.15	傾斜壁 標準断面図.....	7-26
図 7.1.16	パラペット壁標準断面図.....	7-27
図 7.1.17	粒度分布における堤防材料選定限界線.....	7-28
図 7.1.18	パッケージ1（CP-1）における発生土粒度分布と30%砂利混合時の粒度分布.....	7-29
図 7.1.19	パッケージ2（CP-2）における発生土粒度分布と30%砂利混合時の粒度分布.....	7-29
図 7.1.20	パッケージ3（CP-3）における発生土粒度分布と10%砂利混合時の粒度分布.....	7-30
図 7.1.21	浸透によるすべり安定照査結果（L7+820）.....	7-35

図 7.1.22	浸透によるすべり安定照査結果（R6+060）	7-36
図 7.1.23	浸透によるすべり安定照査結果（R10+960）	7-37
図 7.1.24	堰下流の流況（シルなし）	7-39
図 7.1.25	シル設置後の流況	7-39
図 7.1.26	鉄筋コンクリート張の標準断面	7-39
図 7.1.27	既設護岸の資料（抜粋）	7-40
図 7.1.28	既設護岸部安定計算結果	7-41
図 7.1.29	根固め幅の設定方法および標準断面図	7-42
図 7.1.30	リップラップガードレール標準図	7-43
図 7.1.31	Sta.6+480～Sta6+550 左岸管理用通路標準断面	7-44
図 7.1.32	階段工（Sta.6+120 左岸側）	7-45
図 7.1.33	ブロック積み擁壁標準断面図	7-45
図 7.2.1	新設排水管一般図	7-50
図 7.2.2	マンホール部材の主筋かぶり	7-50
図 7.2.3	側壁に対する活荷重	7-56
図 7.2.4	即時沈下の計算モデル	7-61
図 7.2.5	土層が深さ方向に変化する場合の換算変形係数	7-61
図 7.2.6	圧密沈下試験および各樋門の縦断位置（左岸 1/2）	7-63
図 7.2.7	圧密沈下試験および各樋門の縦断位置（左岸 2/2）	7-64
図 7.2.8	圧密沈下試験および各樋門の縦断位置（右岸 1/2）	7-64
図 7.2.9	圧密沈下試験および各樋門の縦断位置（右岸 2/2）	7-65
図 7.2.10	圧密試験箇所における e-logP 曲線の結果（左岸）	7-66
図 7.2.11	圧密試験箇所における e-logP 曲線の結果（右岸）	7-67
図 7.2.12	一般的な樋門における浸透経路長	7-69
図 7.2.13	本プロジェクトの樋門における浸透経路長	7-70
図 7.2.14	可とう継手の設置位置	7-71
図 7.2.15	函体各方向の配筋諸元の決定	7-72
図 7.2.16	胸壁の形状について	7-75
図 7.2.17	川表胸壁の水位条件	7-75
図 7.3.1	MCGS 堰 一般図	7-77
図 7.3.2	MCGS 堰縦断図-1	7-78
図 7.3.3	MCG S 堰縦断図-2	7-78
図 7.3.4	MCGS 堰 断面図-1	7-78
図 7.3.5	MCGS 堰 断面図-2	7-79
図 7.3.6	MCGS 堰 断面図-3	7-79
図 7.3.7	本体構造形式	7-82
図 7.3.8	水門の本体の形式	7-82
図 7.3.9	地層構成図	7-83
図 7.3.10	基礎底面の載荷面積	7-88

図 7.3.11	支持力係数のグラフ	7-89
図 7.3.12	翼壁位置 平面図	7-95
図 7.3.13	下流 断面図	7-95
図 7.3.14	受動土圧高の設定（下流 L 型擁壁）	7-96
図 7.3.15	受動土圧高の設定（上流 L 型擁壁）	7-97
図 7.3.16	端部堰柱構造寸法	7-103
図 7.3.17	端部堰柱＋中間堰柱 構造寸法	7-114
図 7.3.18	胸壁位置図	7-131
図 7.3.19	胸壁構造寸法図	7-131
図 7.3.20	胸壁水位条件	7-132
図 7.3.21	水叩き 位置図	7-136
図 7.3.22	下流側翼壁構造寸法図	7-150
図 7.3.23	上流側翼壁構造寸法図	7-162
図 7.3.24	上流側翼壁構造寸法図	7-174
図 7.3.25	水流方向荷重図（上流→下流方向荷重）	7-189
図 7.3.26	水流方向荷重図（上流←下流方向荷重）	7-189
図 7.3.27	1号、2号堰柱部水流直角方向荷重図（2号←1号方向荷重）	7-189
図 7.3.28	1号、2号堰柱部水流直角方向荷重図（2号→1号方向荷重）	7-190
図 7.3.29	3号堰柱部水流直角方向荷重図（川側→陸側方向荷重）	7-190
図 7.3.30	3号堰柱部水流直角方向荷重図（川側←陸側方向荷重）	7-191
図 7.3.31	検討手順	7-192
図 7.3.32	地盤条件入り一般図	7-193
図 7.3.33	1号堰柱解析モデル図（ソリッド要素）	7-195
図 7.3.34	1号堰柱解析モデル図（骨組み表示）	7-195
図 7.3.35	2号～3号堰柱解析モデル図（ソリッド要素）	7-196
図 7.3.36	2号～3号堰柱解析モデル図（骨組み表示）	7-196
図 7.3.37	1号堰柱部底版解析モデル図（ソリッド要素）	7-197
図 7.3.38	1号堰柱部底版解析モデル図（骨組み表示）	7-197
図 7.3.39	2号～3号堰柱部底版解析モデル図（ソリッド要素）	7-198
図 7.3.40	2号～3号堰柱部底版解析モデル図（骨組み表示）	7-198
図 7.3.41	自重作用図	7-200
図 7.3.42	上屋重量作用図	7-201
図 7.3.43	シンダーコンクリート重量作用図	7-201
図 7.3.44	階段重量作用図	7-202
図 7.3.45	ゲート重量作用図	7-202
図 7.3.46	開閉機重量作用図	7-203
図 7.3.47	管理橋重量作用図	7-203
図 7.3.48	内水圧、内水重算定結果	7-205
図 7.3.49	静水圧（外水圧）作用図（1号堰柱部解析モデル）	7-206

図 7.3.50	揚圧力作用図（1号堰柱部底版解析モデル）	7-207
図 7.3.51	上載土重作用図	7-208
図 7.3.52	慣性力作用図（水流方向（上流→下流方向）載荷時、 $K_h=1.0$ 相当）	7-209
図 7.3.53	慣性力作用図（水流直角方向（左岸→右岸方向）載荷時、 $K_h=1.0$ 相当）	7-209
図 7.3.54	常時主働土圧作用図（3号堰柱部解析モデル）	7-212
図 7.3.55	地震時主働土圧増分作用図（3号堰柱部解析モデル）	7-213
図 7.3.56	設計応答スペクトル	7-214
図 7.3.57	L2地震動加速度応答スペクトル係数PGA（BSDS, p3-21）	7-215
図 7.3.58	加速度応答スペクトル係数 S_s (BSDS 図 3.4.1-5)	7-216
図 7.3.59	加速度応答スペクトル係数 S_1 (BSDS 図 3.4.1-5)	7-217
図 7.3.60	MCGS 加速度スペクトル	7-219
図 7.3.61	ゲートの開閉を妨げない変形角（許容残留変形角）の算出方法	7-222
図 7.3.62	許容残留変位算定根拠	7-223
図 7.3.63	1号堰柱設計水平震度算定結果	7-224
図 7.3.64	2号～3号堰柱設計水平震度算定結果	7-224
図 7.3.65	1号堰柱（標準部）配筋要領図	7-228
図 7.3.66	1号堰柱（ゲート部）配筋要領図	7-229
図 7.3.67	1号堰柱（門柱部）配筋要領	7-230
図 7.3.68	2号～3号堰柱（標準部）配筋要領図	7-231
図 7.3.69	2号～3号堰柱（ゲート部）配筋要領図	7-232
図 7.3.70	2号～3号堰柱門柱部配筋要領図	7-233
図 7.3.71	底版（1号）解析モデル図	7-234
図 7.3.72	底版（2号及び3号）解析モデル図	7-234
図 7.3.73	曲げモーメント分布図（1号堰柱部底版（左岸→右岸方向載荷時））	7-235
図 7.3.74	せん断力分布図（1号堰柱部底版（左岸→右岸方向載荷時））	7-235
図 7.3.75	曲げモーメント分布図（1号堰柱部底版（左岸←右岸方向載荷時））	7-236
図 7.3.76	せん断力分布図（1号堰柱部底版（左岸←右岸方向載荷時））	7-236
図 7.3.77	曲げモーメント分布図（2号、3号堰柱部底版（左岸→右岸方向載荷時））	7-236
図 7.3.78	せん断力分布図（2号、3号堰柱部底版（左岸→右岸方向載荷時））	7-237
図 7.3.79	曲げモーメント分布図（2号、3号堰柱部底版（左岸←右岸方向載荷時））	7-237
図 7.3.80	せん断力分布図（2号、3号堰柱部底版（左岸←右岸方向載荷時））	7-237
図 7.3.81	1号底版標準部配筋図	7-238
図 7.3.82	1号底版堰背面部配筋図	7-238
図 7.3.83	2号～3号底版標準部配筋図	7-239
図 7.3.84	2号～3号底版堰背面部配筋図	7-239
図 7.3.85	下流側取付擁壁 平面図	7-290
図 7.3.86	断面図（STA.5+980断面）	7-290
図 7.3.87	荷重モデル図（設計荷重：ケース1）	7-312
図 7.3.88	荷重モデル図（設計荷重：ケース2）	7-312

図 7.3.89	荷重モデル図（操作荷重：開時）	7-313
図 7.3.90	荷重モデル図（操作荷重：閉時）	7-313
図 7.3.91	荷重モデル図（上流側）	7-317
図 7.3.92	荷重モデル図（下流側）	7-317
図 7.3.93	No.1 ゲート断面形状	7-322
図 7.3.94	No.2 ゲート断面形状	7-324
図 7.3.95	断面形状（下段）	7-326
図 7.3.96	断面形状（上段）	7-326
図 7.3.97	断面形状	7-328
図 7.3.98	No.2 ゲート開閉装置概略配置	7-330
図 7.3.99	No.2 ゲート開閉装置概略配置	7-332
図 7.3.100	操作室のスペース	7-333
図 7.3.101	端部操作室配置図（No.1 ゲート側）	7-334
図 7.3.102	中央操作室配置図	7-335
図 7.3.103	端部操作室配置図（No.2 ゲート側）	7-336
図 7.3.104	フロート式水位計イメージ図	7-340
図 7.3.105	フロート式水位計の機構図	7-340
図 7.3.106	フロート式水位計設置例（日本）	7-341
図 7.3.107	フロート式水位計設置例（Sto.Nino 局）	7-341
図 7.3.108	リードスイッチ式水位計イメージ図	7-342
図 7.3.109	リードスイッチ式水位計の機構図	7-342
図 7.3.110	フロート式水位計設置例（日本）	7-342
図 7.3.111	水圧式（水晶水圧式）水位計イメージ図	7-343
図 7.3.112	水圧式（水晶水圧式）水位計の機構図	7-343
図 7.3.113	水圧式（水晶水圧式）水位計設置例（日本）	7-343
図 7.3.114	超音波式・電波式水位計イメージ	7-344
図 7.3.115	超音波式・電波式水位計設置例（日本）	7-344
図 7.3.116	水位計設置候補位置	7-347
図 7.3.117	計装設備構成	7-350
図 7.3.118	サイレンの音達距離曲線	7-355
図 7.3.119	MCGS と EFCOS の位置	7-357
図 7.3.120	音の距離による減衰量	7-358
図 7.3.121	音の距離による減衰量	7-359
図 7.3.122	Rosario 堰警報設備の既設操作卓	7-360
図 7.3.123	ディスプレイ操作卓の例	7-361
図 7.3.124	監視設備構成	7-362
図 7.3.125	警報設備配置位置	7-363
図 7.3.126	カメラ設備配置位置	7-373
図 7.3.127	監視設備構成	7-373

図 7.3.128	伝送路選定フロー	7-383
図 7.3.129	ガードレールポストの変形状況.....	7-387
図 7.3.130	埋設管の標準断面（一般部）	7-389
図 7.3.131	道路橋で添架できる範囲図.....	7-391
図 7.3.132	添架形式の概要図	7-392
図 7.3.133	ハンドホール必要有効長	7-396
図 7.3.134	伝送経路	7-399
図 7.3.135	区間 3 への敷設ルート（ROSARIO 堰管理橋 橋梁添架）	7-403
図 7.3.136	区間 4 への敷設ルート（護岸添架）	7-404
図 7.3.137	区間 4 への敷設ルート（護岸添架）	7-405
図 7.3.138	区間 5 Pasig 市による護岸工事・河川公園工事の状況	7-406
図 7.3.139	区間 5 への敷設ルート（道路埋設）	7-407
図 7.3.140	区間 6 への敷設ルート（道路埋設）	7-408
図 7.3.141	区間 8 への敷設ルート（道路埋設）	7-411
図 7.3.142	全体システム系統図	7-416
図 7.3.143	単線結線図	7-425
図 7.3.144	ラジエータ冷却式	7-427
図 7.3.145	ラジエータ冷却方式の換気模式図.....	7-427
図 7.3.146	発電機及び油庫の配置	7-432
図 7.4.1	平面図	7-437
図 7.4.2	縦断面図（中央堰柱）	7-438
図 7.4.3	縦断面図（左岸堰柱）	7-438
図 7.4.4	縦断面図（右岸堰柱）	7-439
図 7.4.5	正面図	7-439
図 7.4.6	解析断面	7-441
図 7.4.7	土質縦断面図	7-442
図 7.4.8	圧密曲線図（C3）	7-443
図 7.4.9	圧密曲線図（C4）	7-443
図 7.4.10	計算モデル（4+565.00）	7-443
図 7.4.11	圧密沈下図（STA.4+565）	7-444
図 7.4.12	圧密沈下図（STA.4+485）	7-444
図 7.4.13	地質調査位置	7-444
図 7.4.14	地質想定断面図	7-445
図 7.4.15	地質想定断面図	7-446
図 7.4.16	液状化発生層	7-449
図 7.4.17	地質縦断面図	7-458
図 7.4.18	基礎杭の検討部材	7-459
図 7.4.19	杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離.....	7-461
図 7.4.20	杭先端地盤の極限支持力度 q_d の算定図.....	7-462

図 7.4.21	支持層への換算根入れ深さの決定法.....	7-463
図 7.4.22	杭基礎配置平面図.....	7-467
図 7.4.23	中央堰柱構造寸法図.....	7-468
図 7.4.24	中央堰柱杭配置.....	7-468
図 7.4.25	想定地質断面図.....	7-469
図 7.4.26	杭基礎設計用地盤条件.....	7-470
図 7.4.27	中央堰柱杭配置.....	7-477
図 7.4.28	杭基礎計算結果.....	7-477
図 7.4.29	端部堰柱構造寸法図.....	7-478
図 7.4.30	端部堰柱杭配置.....	7-478
図 7.4.31	想定地質断面図.....	7-479
図 7.4.32	杭基礎設計用地盤条件.....	7-480
図 7.4.33	端部堰柱杭配置.....	7-487
図 7.4.34	杭基礎計算結果.....	7-487
図 7.4.35	戸当り床版構造寸法図.....	7-488
図 7.4.36	戸当り床版杭配置.....	7-488
図 7.4.37	戸当り床版荷重図.....	7-491
図 7.4.38	戸当り床版杭配置.....	7-493
図 7.4.39	杭基礎計算結果.....	7-494
図 7.4.40	下流側翼壁構造寸法図.....	7-495
図 7.4.41	下流側翼壁杭配置.....	7-495
図 7.4.42	杭基礎設計用地盤条件.....	7-497
図 7.4.43	下流側翼壁縦断図.....	7-499
図 7.4.44	下流側翼壁平面図.....	7-500
図 7.4.45	下流側翼壁杭配置.....	7-506
図 7.4.46	杭基礎計算結果.....	7-506
図 7.4.47	上流側左岸翼壁構造寸法図.....	7-507
図 7.4.48	上流側左岸翼壁杭配置.....	7-507
図 7.4.49	杭基礎設計用地盤条件.....	7-508
図 7.4.50	上流側左岸翼壁縦断図.....	7-510
図 7.4.51	上流側左岸翼壁平面図.....	7-510
図 7.4.52	上流側左岸翼壁杭配置.....	7-515
図 7.4.53	杭基礎計算結果.....	7-515
図 7.4.54	上流側右岸翼壁構造寸法図.....	7-516
図 7.4.55	上流側右岸翼壁杭配置.....	7-517
図 7.4.56	杭基礎設計用地盤条件.....	7-518
図 7.4.57	上流側右岸翼壁水位条件.....	7-519
図 7.4.58	発電機棟平面寸法.....	7-520
図 7.4.59	上流側右岸翼壁杭配置.....	7-524

図 7.4.60	杭基礎計算結果	7-524
図 7.4.61	下流側水叩き構造寸法図（中央）	7-525
図 7.4.62	下流側水叩き杭配置（中央）	7-525
図 7.4.63	下流側水叩き構造寸法図（左岸）	7-526
図 7.4.64	下流側水叩き杭配置（左岸）	7-526
図 7.4.65	床版上二重締切部	7-527
図 7.4.66	下流側水叩き荷重図	7-529
図 7.4.67	下流側水叩き杭配置（中央）	7-532
図 7.4.68	下流側水叩き杭基礎計算結果（中央）	7-533
図 7.4.69	下流側水叩き杭配置（左岸）	7-533
図 7.4.70	下流側水叩き杭基礎計算結果（左岸）	7-534
図 7.4.71	上流側水叩き構造寸法図（左岸）	7-534
図 7.4.72	下流側水叩き杭配置（左岸）	7-535
図 7.4.73	上流側水叩き構造寸法図（中央）	7-535
図 7.4.74	上流側水叩き杭配置（中央）	7-536
図 7.4.75	上流側水叩き構造寸法図（右岸）	7-536
図 7.4.76	上流側水叩き杭配置（右岸）	7-537
図 7.4.77	床版上二重締切部	7-538
図 7.4.78	上流側水叩き荷重図	7-539
図 7.4.79	上流側水叩き杭配置（左岸）	7-542
図 7.4.80	上流側水叩き杭基礎計算結果（左岸）	7-542
図 7.4.81	上流側水叩き杭配置（中央）	7-543
図 7.4.82	上流側水叩き杭基礎計算結果（中央）	7-543
図 7.4.83	上流側水叩き杭配置（右岸）	7-544
図 7.4.84	上流側水叩き杭基礎計算結果（右岸）	7-544
図 7.4.85	中央堰柱構造図	7-554
図 7.4.86	中央堰柱底版の配筋要領	7-556
図 7.4.87	中央堰柱 堰柱の配筋要領	7-559
図 7.4.88	中央堰柱構造寸法図	7-559
図 7.4.89	中央堰柱 門柱検討モデル（水流直角方向）	7-561
図 7.4.90	中央堰柱 門柱検討モデル（水流方向）	7-561
図 7.4.91	中央堰柱 門柱部配筋要領（鉛直鉄筋）	7-565
図 7.4.92	中央堰柱 操作台配筋要領	7-566
図 7.4.93	端部堰柱構造図	7-567
図 7.4.94	端部堰柱底版の配筋要領	7-569
図 7.4.95	端部堰柱 堰柱の配筋要領	7-572
図 7.4.96	端部堰柱 門柱構造寸法	7-572
図 7.4.97	端部堰柱 門柱検討モデル（水流直角方向）	7-574
図 7.4.98	端部堰柱 門柱検討モデル（水流方向）	7-574

図 7.4.99	端部堰柱 門柱部配筋要領（鉛直鉄筋）	7-577
図 7.4.100	端部堰柱 操作台配筋要領	7-577
図 7.4.101	端部堰柱 胸壁構造	7-578
図 7.4.102	端部堰柱 胸壁の水位条件	7-579
図 7.4.103	端部堰柱 上流側胸壁の配筋要領図	7-583
図 7.4.104	端部堰柱 下流側胸壁の配筋要領図	7-583
図 7.4.105	戸当り床版部横断図	7-584
図 7.4.106	戸当り床版構造寸法図	7-584
図 7.4.107	戸当り床版杭配置	7-585
図 7.4.108	戸当り床版荷重図	7-586
図 7.4.109	戸当たり床版配筋要領図	7-588
図 7.4.110	下流側翼壁構造寸法図	7-589
図 7.4.111	下流側翼壁構造寸法図	7-591
図 7.4.112	下流側翼壁 配筋要領図（1）	7-598
図 7.4.113	下流側翼壁 配筋要領図（2）	7-598
図 7.4.114	上流側左岸翼壁構造寸法図	7-599
図 7.4.115	上流側左岸翼壁 水位条件図	7-600
図 7.4.116	上流側左岸翼壁 配筋要領図（逆 T 部）	7-606
図 7.4.117	上流側左岸翼壁 配筋要領図（L 型部）	7-606
図 7.4.118	上流側右岸翼壁構造寸法図	7-607
図 7.4.119	上流側右岸翼壁水位条件	7-608
図 7.4.120	発電機棟平面寸法	7-609
図 7.4.121	上流側右岸翼壁 配筋要領図（逆 T 部）	7-613
図 7.4.122	上流側右岸翼壁 配筋要領図（L 型部）	7-613
図 7.4.123	下流側水叩き	7-614
図 7.4.124	下流側水叩き 荷重図	7-616
図 7.4.125	下流側中央水叩き配筋要領図	7-618
図 7.4.126	下流側左右岸水叩き配筋要領図	7-618
図 7.4.127	下流側水叩き	7-619
図 7.4.128	上流側水叩き 荷重図	7-620
図 7.4.129	上流側中央水叩き配筋要領図	7-622
図 7.4.130	上流側左岸水叩き配筋要領図	7-622
図 7.4.131	上流側右岸水叩き配筋要領図	7-623
図 7.4.132	水流方向荷重図（1/2）（上流→下流方向載荷）	7-626
図 7.4.133	水流方向荷重図（2/2）（上流←下流方向載荷）	7-627
図 7.4.134	水流直角方向荷重図（1/3）（端堰柱（陸側→川側方向載荷））	7-627
図 7.4.135	水流直角方向荷重図（2/3）（端堰柱（陸側←川側方向載荷））	7-628
図 7.4.136	水流直角方向荷重図（3/3）（中央堰柱）	7-628
図 7.4.137	検討手順	7-629

図 7.4.138	地盤条件入り一般図	7-630
図 7.4.139	Soil profile representing BH-C01, BH-C02, BH-C03	7-631
図 7.4.140	L2 液状化判定結果	7-633
図 7.4.141	端堰柱解析モデル図（ソリッド要素）	7-634
図 7.4.142	解析モデル図（骨組み表示）	7-634
図 7.4.143	中間堰柱解析モデル図（ソリッド要素）	7-635
図 7.4.144	中間堰柱解析モデル図（骨組み表示）	7-635
図 7.4.145	自重作用図	7-636
図 7.4.146	上屋自重作用図（端堰柱）	7-637
図 7.4.147	シンダーコンクリート自重作用図（端堰柱）	7-637
図 7.4.148	管理橋自重作用図	7-638
図 7.4.149	螺旋階段自重作用図	7-638
図 7.4.150	水流方向慣性力作用図	7-639
図 7.4.151	水流直角方向慣性力作用図.....	7-639
図 7.4.152	端堰柱の水流直角方向載荷時における常時土圧作用図.....	7-641
図 7.4.153	端堰柱の水流直角方向（陸側→川側）における土圧増分の作用図.....	7-641
図 7.4.154	設計応答スペクトル	7-643
図 7.4.155	L2 地震動加速度応答スペクトル係数 PGA（BSDS, p3-21）	7-644
図 7.4.156	加速度応答スペクトル係数 S_s (BSDS 図 3.4.1-5).....	7-645
図 7.4.157	加速度応答スペクトル係数 S_1 (BSDS 図 3.4.1-5)	7-646
図 7.4.158	Cainta 水門加速度スペクトル	7-648
図 7.4.159	端堰柱固有解析結果	7-649
図 7.4.160	中間堰柱固有解析結果	7-650
図 7.4.161	堰柱配筋要領	7-651
図 7.4.162	門柱配筋要領	7-652
図 7.4.163	ゲートの開閉を妨げない変形角（許容残留変形角）の算出方法）	7-655
図 7.4.164	許容残留変位算定根拠	7-656
図 7.4.165	端堰柱設計水平震度算定結果.....	7-657
図 7.4.166	中間堰柱設計水平震度算定結果.....	7-657
図 7.4.167	端部堰柱門柱部配筋要領図.....	7-659
図 7.4.168	端部堰柱配筋要領図	7-660
図 7.4.169	中間堰柱門柱部配筋要領図.....	7-662
図 7.4.170	中間堰柱配筋要領図	7-662
図 7.4.171	杭基礎の L2 照査フロー	7-663
図 7.4.172	杭配置図及び側面図	7-665
図 7.4.173	杭頭詳細図	7-668
図 7.4.174	底版配筋要領図	7-668
図 7.4.175	杭配置図及び側面図	7-669
図 7.4.176	杭頭詳細図	7-672

図 7.4.177	底版配筋要領図.....	7-672
図 7.4.178	条件護岸設置範囲.....	7-685
図 7.4.179	護床工敷設範囲.....	7-686
図 7.4.180	想定地質断面図.....	7-687
図 7.4.181	掘削勾配.....	7-687
図 7.4.182	発電機棟敷地擁壁の位置.....	7-688
図 7.4.183	坂路工位置図.....	7-691
図 7.4.184	坂路工（Cainta 川右岸側）標準断面図.....	7-692
図 7.4.185	坂路工（Cainta 川左岸側）標準断面図.....	7-692
図 7.4.186	集水域図（Cainta 水門周辺）.....	7-694
図 7.4.187	排水工断面図（Cainta 川 OUTLET 1）.....	7-695
図 7.4.188	排水工正面図（Cainta 川 OUTLET 1）.....	7-695
図 7.4.189	荷重モデル図（設計荷重）.....	7-698
図 7.4.190	荷重モデル図（操作荷重：開時）.....	7-699
図 7.4.191	荷重モデル図（操作荷重：閉時）.....	7-699
図 7.4.192	全体配置図.....	7-700
図 7.4.193	荷重モデル図.....	7-701
図 7.4.194	断面形状（本設ゲート）.....	7-704
図 7.4.195	断面形状（予備ゲート）.....	7-705
図 7.4.196	概略配置.....	7-707
図 7.4.197	操作室のスペース.....	7-708
図 7.4.198	端部操作室配置図.....	7-709
図 7.4.199	中央操作室配置図.....	7-710
図 7.4.200	水位計設置候補位置.....	7-713
図 7.4.201	音の距離による減衰量.....	7-716
図 7.4.202	警報設備配置位置.....	7-717
図 7.4.203	カメラ設備配置位置.....	7-718
図 7.4.204	単線結線図.....	7-724
図 7.4.205	ラジエータ冷却式.....	7-725
図 7.4.206	ラジエータ冷却方式の換気模式図.....	7-725
図 7.4.207	発電機及び油庫の配置.....	7-730
図 7.5.1	函渠端部の構造図.....	7-735
図 7.5.2	グラウトホール配置図・構造図(参考図).....	7-736
図 7.5.3	堤外水路の横断形状.....	7-736
図 7.5.4	管理橋断面図.....	7-737
図 7.5.5	橋台と計画断面の関係.....	7-737
図 7.5.6	堤防護岸の範囲.....	7-738
図 7.5.7	堤防開削と護岸の範囲.....	7-738
図 7.5.8	護岸構造.....	7-739

図 7.5.9	階段工の計画図(1).....	7-739
図 7.5.10	階段工の計画図(2).....	7-740
図 7.5.11	既設カルバート吐き口の様子.....	7-740
図 7.5.12	擦り付け範囲の設定	7-741
図 7.5.13	警備小屋の位置	7-741
図 7.5.14	警備小屋の断面	7-742
図 7.5.15	既設と新設の躯体取り付け部.....	7-742
図 7.5.16	Taytay 一般図	7-744
図 7.5.17	堤防法線の垂線に対する既設カルバートの傾斜.....	7-745
図 7.5.18	擦り付け部	7-745
図 7.5.19	本土工（継足し部）の安定計算の荷重図.....	7-746
図 7.5.20	Taytay 水門周辺の主な既設構造物等.....	7-751
図 7.5.21	掘削勾配の出典	7-752
図 7.5.22	現況盛土	7-753
図 7.5.23	即時沈下量の算出式	7-754
図 7.5.24	側方変位量の算出式	7-754
図 7.5.25	即時沈下の影響範囲	7-755
図 7.5.26	沈下対象層の設定	7-755
図 7.5.27	土層が深さ方向に変化する場合の換算変形係数.....	7-756
図 7.5.28	全体モデル図	7-757
図 7.5.29	沈下分布図	7-757
図 7.5.30	継ぎ手の照査結果	7-758
図 7.5.31	本体安定 計算モデル図（常時）	7-759
図 7.5.32	本体安定 計算モデル図（地震時）	7-760
図 7.5.33	断面照査位置	7-767
図 7.5.34	設計水位	7-767
図 7.5.35	検討モデル	7-768
図 7.5.36	配筋要領図	7-772
図 7.5.37	地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁の設計モデル（柔構造樋管）	7-773
図 7.5.38	計算モデル図（ケース 3）	7-775
図 7.5.39	断面力図算出結果（ケース 3）	7-776
図 7.5.40	応力度照査結果	7-777
図 7.5.41	配筋要領	7-777
図 7.5.42	空洞量、めり込み量の照査の概念図等.....	7-778
図 7.5.43	門柱寸法図	7-780
図 7.5.44	横方向計算時の部材寸法	7-781
図 7.5.45	部材諸元（1）	7-782
図 7.5.46	部材諸元（2）	7-783
図 7.5.47	荷重図	7-787

図 7.5.48	形状寸法図.....	7-789
図 7.5.49	計算ケース.....	7-790
図 7.5.50	配筋要領図.....	7-799
図 7.5.51	計算モデル図.....	7-800
図 7.5.52	胸壁配筋要領図.....	7-807
図 7.5.53	計算ケース.....	7-810
図 7.5.54	計算モデル.....	7-811
図 7.5.55	荷重ケース図.....	7-814
図 7.5.56	断面計算の荷重ケース.....	7-816
図 7.5.57	常時の荷重状態.....	7-818
図 7.5.58	配筋要領図.....	7-820
図 7.5.59	警備小屋擁壁の構造寸法.....	7-821
図 7.5.60	警備小屋擁壁の配筋要領.....	7-825
図 7.5.61	水流方向モデル図.....	7-828
図 7.5.62	水流直角方向モデル図（1連ラームの場合）.....	7-828
図 7.5.63	ゲートに対する照査概念図.....	7-829
図 7.5.64	解析モデル（上段：全体、下段：継足し部拡大）.....	7-832
図 7.5.65	解析ステップ図.....	7-834
図 7.5.66	FEM 変形量.....	7-835
図 7.5.67	躯体位置の地盤変形量.....	7-836
図 7.5.68	モデル作成範囲.....	7-837
図 7.5.69	骨組みモデル（左）、ソリッドモデル（右）.....	7-838
図 7.5.70	水流方向振動モード図.....	7-839
図 7.5.71	水流直角方向振動モード図.....	7-839
図 7.5.72	荷重モデル図（①設計荷重）.....	7-842
図 7.5.73	荷重モデル図（②操作荷重：開時）.....	7-843
図 7.5.74	荷重モデル図（③操作荷重：閉時）.....	7-843
図 7.5.75	扉体の区画区分や荷重等.....	7-845
図 7.5.76	操作室のスペース.....	7-846
図 7.5.77	操作室配置図.....	7-847
図 7.5.78	水位計設置候補位置（上流部）.....	7-849
図 7.5.79	水位計設置候補位置.....	7-850
図 7.5.80	音の距離による減衰量.....	7-852
図 7.5.81	警報設備配置位置.....	7-854
図 7.5.82	カメラ設備配置位置.....	7-855
図 7.5.83	単線結線図.....	7-860
図 7.5.84	ラジエータ冷却式.....	7-861
図 7.5.85	ラジエータ冷却方式の換気模式図.....	7-861
図 7.6.1	水門上屋に作用する水平地震力の算出モデル例.....	7-876

図 7.6.2	MCGS の門柱下部構造の重量概算	7-877
図 7.6.3	Cainta の門柱下部構造の重量概算	7-877
図 7.6.4	Taytay の門柱下部構造の重量概算.....	7-878
図 7.6.5	MCGS 水門上屋	7-879
図 7.6.6	MCGS 発電機棟	7-880
図 7.6.7	Cainta 水門上屋	7-881
図 7.6.8	Cainta 発電機棟(部材配置).....	7-881
図 7.6.9	Cainta 発電機棟（断面リスト）	7-882
図 7.6.10	Taytay 樋門上屋	7-882
図 7.6.11	セプティックタンク断面図.....	7-884
図 7.6.12	自然換気を促す屋根形状の工夫.....	7-885
図 7.6.13	避雷針の防護範囲	7-889
図 7.6.14	避雷針の防護範囲（MCGS）	7-890
図 7.6.15	避雷針の防護範囲（Cainta）	7-890
図 7.6.16	避雷針の防護範囲（Taytay）	7-891
図 7.6.17	水門上屋の照明器具設置例.....	7-893
図 7.6.18	マニラ首都圏における大径間の既往水門事例.....	7-895
図 7.6.19	マニラ首都圏における既存水門の事例.....	7-896
図 7.6.20	国内水門デザインの事例（河川・海岸構造物の復旧における景観配慮の手引き）	7-897
図 7.6.21	フェリーターミナルの意匠例.....	7-897
図 7.6.22	MCGS 上屋意匠	7-898
図 8.1.1	水理模型実験実施対象箇所の航空写真.....	8-1
図 8.2.1	流速分布（500m ³ /s）	8-2
図 9.1.1	フェーズⅢでの IPC 実施状況（左：公聴会 右：巡回説明）	9-2
図 9.1.2	開設されたウェブサイト（左：PMRCIP 右：EFCOS）	9-3
図 9.1.3	アンケート調査実施状況（バランガイオフィス）	9-4
図 9.1.4	プロジェクトについて知るきっかけとなった活動（複数回答可）	9-6
図 9.1.5	IPC 活動全般に対する評価（関連性・効果・インパクト・効率・持続性）の平均値.....	9-6
図 9.1.6	プロジェクトに対して抱く印象.....	9-6
図 9.1.7	洪水対策委員会のスキーム	9-8
図 9.1.8	フェーズ IV 非構造物対策の構成.....	9-9
図 9.1.9	氾濫解析結果（200 年確率降雨：フェーズ IV 区間沿い）	9-11
図 9.1.10	ベースマップ（左：2次元マップ 右：3次元マップ）	9-11
図 9.1.11	ドラフト版ハザードマップ（表面）	9-12
図 9.1.12	ドラフト版ハザードマップ（裏面）	9-12
図 9.1.13	本事業対象地区内で一部実施されている洪水痕跡表示箇所.....	9-13
図 9.1.14	洪水標識および避難誘導標識のイメージ(JIS Z9098 防災標識ガイドブックを参考に作成).....	9-13
図 9.1.15	FMC 実務者級会議.....	9-14

図 9.1.16	第 2 回 FMC 会議.....	9-15
図 9.1.17	第 3 回 FMC 会議.....	9-15
図 9.1.18	第 4 回 FMC 会議.....	9-16
図 9.1.19	洪水対応演習概要.....	9-17
図 9.1.20	防災対応演習（地震防災訓練）概要.....	9-17
図 9.1.21	ウェブサイトリニューアルイメージ（案）.....	9-18
図 9.1.22	既存の PMRCIP の Facebook ページ.....	9-19
図 9.1.23	パイロット地区候補.....	9-24
図 9.2.1	Rosario 堰操作規則写真.....	9-29
図 9.2.2	超過洪水時における流量配分及びゲート操作のイメージ.....	9-37
図 9.3.1	DPWH-UPMO-FCMC の組織図.....	9-77
図 9.3.2	MMDA-FCSMO の組織図.....	9-78
図 9.3.3	MMDA-FCSMO-EFCOS 事務所の組織図.....	9-79
図 9.3.4	MMDA-FCSMO-EFCOS 事務所が所有する機械.....	9-79
図 9.3.5	MMDA-FCSMO-東マニラ首都圏治水運用第一部の組織図.....	9-80
図 9.3.6	MMDA-FCSMO-東マニラ首都圏治水運用第一部が所有する機械.....	9-80
図 10.1.1	底質採取地点（マリキナ川）.....	10-4
図 10.1.2	底質採取地点（マンガハン放水路）.....	10-5
図 10.1.3	Elutriate 試験処理フローチャート.....	10-7
図 10.1.4	TCLP 試験処理フローチャート.....	10-8
図 10.1.5	粒度分布試験（PSD）結果.....	10-13
図 10.1.6	土砂処分候補地（Taytay 町バラングイ San Juan にある LLDA が管理する地区）.....	10-15
図 10.1.7	土砂処分地の ECC 取得スケジュール.....	10-16
図 10.1.8	樹木分布概要図（Marikina 本川沿い）.....	10-26
図 10.1.9	非樹木作物分布概要図（Marikina 本川沿い）.....	10-27
図 10.1.10	樹木分布概要図（Cainta 及び Taytay 工事部）.....	10-29
図 10.1.11	非樹木作物分布概要図（Cainta 水門＋Taytay 樋門工事部）.....	10-30
図 10.2.1	NHA から発出された Quezon 市マリキナ川沿いの非正規居住者の移転に関する文書.....	10-34
図 10.2.2	Quezon 市内 Marikina 川河道沿い ISF 居住位置確認図.....	10-35
図 10.2.3	Pasig 市が実施している堤防工事の進捗状況.....	10-38
図 10.2.4	本事業区間内に居住する ISFs 位置確認図.....	10-40
図 10.2.5	Cainta 水門建設一般平面図.....	10-43
図 10.2.6	Cainta 水門建設に必要な移転範囲.....	10-44
図 10.2.7	Taytay 樋門建設に必要な移転範囲.....	10-44
図 10.2.8	2019 年 11 月 28 日付け DPWH から Marikina 市への固定資産税情報依頼レター.....	10-46
図 11.3.1	法尻防護（特殊堤防の場合のイメージ）.....	11-4
図 11.3.2	転倒条件検討イメージ.....	11-7
図 11.3.3	鋼矢板に作用する上載荷重範囲.....	11-10
図 11.3.4	安定計算による壁体の選定フロー.....	11-11

図 11.3.5	仮想地盤面の位置図	11-12
図 11.3.6	矢板構造物荷重図	11-12
図 11.3.7	H形鋼付きハット型鋼矢板.....	11-15
図 11.3.8	橋脚周囲の洗堀範囲と形状の推定模式図.....	11-16
図 11.3.9	洗堀深推測図	11-17
図 11.3.10	斜面でのふとん籠設置方法（例）	11-19
図 11.3.11	多段式ふとん籠設置方法（例）	11-20
図 11.3.12	確率年ごとの降雨強度	11-23
図 11.3.13	管頂接合	11-25
図 11.3.14	函体の断面構造形式	11-26
図 11.3.15	函体の断面構造形式	11-27
図 11.3.16	函体長	11-28
図 11.3.17	引き上げ余裕高	11-28
図 11.3.18	遮水壁の設置例	11-29
図 11.3.19	翼壁の構造	11-29
図 11.3.20	翼壁の範囲	11-30
図 11.3.21	条件護岸の範囲	11-31
図 11.3.22	弾性床上の梁の設計モデル.....	11-35
図 11.3.23	地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁の設計モデル（柔構造樋管）	11-36
図 11.3.24	浮き上がりに対する検討方法.....	11-37
図 11.3.25	水門本体構造	11-38
図 11.3.26	堰柱形状	11-38
図 11.3.27	翼壁の平面形状	11-40
図 11.3.28	水叩きの継ぎ手	11-41
図 11.3.29	護床工設置区間	11-42
図 11.3.30	揚圧力の計算	11-44
図 11.4.1	フィリピン国の加速度分布図.....	11-49
図 11.4.2	マリキナ溪谷断層系（Valley Fault System）	11-50
図 11.4.3	4m以下の土かぶりの場合の集中荷重とその分布.....	11-51
図 11.4.4	主働土圧	11-52
図 11.4.5	受働土圧	11-52
図 11.4.6	背面土の換算載荷重	11-55
図 11.4.7	残留水圧の算定における水位の考え方.....	11-56
図 11.4.8	壁面に作用する動水圧	11-56
図 11.4.9	揚圧力	11-57
図 11.4.10	50年確率の風速ハザードマップ.....	11-58
図 11.4.11	基準風速図	11-58
図 11.5.1	作用位置	11-61
図 11.5.2	クリープ距離	11-63

図 11.5.3	基礎底面の載荷面積.....	11-65
図 11.5.4	支持力係数のグラフ.....	11-66
図 11.5.5	杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離.....	11-66
図 11.5.6	杭先端地盤の極限支持力度 q_d の算定図.....	11-68
図 11.5.7	支持層への換算根入れ深さの決定法.....	11-68
図 11.6.1	2種類の鋼矢板の形状.....	11-76
図 11.6.2	配筋区分（例）.....	11-81
図 11.6.3	門柱および中間堰柱の底版付近の配筋イメージ.....	11-81
図 11.6.4	門柱・堰柱を除く主筋・配力鉄筋の基本レイアウト.....	11-82
図 11.6.5	ハンチ筋のフック形状.....	11-83
図 11.6.6	主鉄筋かぶり設定の根拠.....	11-85
図 11.6.7	主鉄筋かぶり設定の根拠.....	11-86
図 11.6.8	主鉄筋かぶり設定の根拠.....	11-87
図 11.6.9	主鉄筋かぶり設定の根拠.....	11-88
図 11.6.10	主鉄筋かぶり設定の根拠.....	11-89
図 11.7.1	液状化判定の手順.....	11-92
図 11.8.1	地震時安定計算による円弧すべりの形状.....	11-98
図 11.8.2	過剰間隙水圧消散後の体積ひずみ関係の例.....	11-100
図 11.8.3	樋管周辺堤防の液状化対策の範囲の目安.....	11-101
図 11.8.4	自立式矢板特殊堤に作用する土水圧の漸増成分.....	11-103
図 11.8.5	自立式矢板特殊堤に作用する土水圧の振動成分.....	11-103
図 11.9.1	設計応答スペクトル.....	11-107
図 11.9.2	設計水平震度(BSDS 図 3.4.1-1).....	11-108
図 11.9.3	加速度応答スペクトル係数(BSDS 図 3.4.1-2).....	11-109
図 11.9.4	加速度応答スペクトル係数(BSDS 図 3.4.1-3).....	11-110
図 11.9.5	表面最大加速度係数(BSDS 図 3.4.1-4).....	11-111
図 11.9.6	加速度応答スペクトル係数(BSDS 図 3.4.1-5).....	11-112
図 11.9.7	加速度応答スペクトル係数(BSDS 図 3.4.1-6).....	11-113
図 11.9.8	1自由度振動系へのモデル化（橋脚の例）.....	11-116
図 11.9.9	照査手順.....	11-117
図 11.9.10	ゲートの開閉を妨げない変形角（許容残留変形角）の算出方法.....	11-123
図 11.10.1	建築構造物に関する技術基準の体系概要.....	11-124
図 12.1.1	降雨流出モデルの構造.....	12-3
図 12.1.2	パッシング・マリキナ川サブ流域図.....	12-3
図 12.1.3	対象降雨実績流域平均雨量.....	12-4
図 12.1.4	氾濫解析モデル概略図.....	12-7
図 12.1.5	氾濫原標高図.....	12-7
図 12.1.6	パッシング・マリキナ流域土地利用図.....	12-8
図 12.1.7	マンガハン放水路流入（左）及び Cainta 川への逆流量ハイドログラフ（右）.....	12-15

図 12.1.8	オリフィス型放流口の貯水位・放流量曲線.....	12-19
図 12.1.9	マリキナダムからの放流量ヒドログラフ（確率規模：2年、5年、10年）	12-20
図 12.1.10	マリキナダムからの放流量ヒドログラフ（確率規模：20年、30年、50年）	12-21
図 12.1.11	マリキナダムからの放流量ヒドログラフ（確率規模：100年）	12-22
図 12.1.12	マリキナダムからの放流量ヒドログラフ（確率規模：100年）	12-22
図 12.1.13	Sto. Nino 地点の確率規模別流量ヒドログラフ（遊水地なし）	12-23

表一覧

表 1.1.1	パッシング・マリキナ川の治水計画及び事業の流れ	1-2
表 1.1.2	事業開始時（1998年）のフェーズ設定	1-3
表 1.1.3	事業実施計画の改訂（フェーズ再設定）	1-5
表 1.2.1	フェーズ IV 事業概要（借款対象）	1-6
表 2.2.1	本業務の範囲概略項目	2-1
表 2.3.1	本業務の設計対象範囲	2-1
表 2.4.1	フェーズ IV の概算想定工事数量	2-2
表 3.1.1	Sto. Nino 地点水位表（年間）	3-2
表 3.1.2	Sto. Nino 観測所流況表（流域面積：496km ² ）	3-3
表 3.1.3	Sto. Nino 観測所水位表（雨季）	3-5
表 3.1.4	Rosario JS 観測所水位表（年間）	3-5
表 3.1.5	Rosario JS 観測所水位表（雨季）	3-6
表 3.1.6	Napindan JS 観測所水位表（年間）	3-7
表 3.1.7	Napindan JS 観測所水位表（雨季）	3-7
表 3.1.8	DPWH 標高による水位・標高情報	3-8
表 3.1.9	流域内に位置する主要な河川構造物	3-14
表 3.1.10	Rosario 堰及び NHCS のゲート操作規則	3-14
表 3.2.1	既往治水計画検討調査	3-15
表 3.2.2	検討・提案された主な整備メニュー（当時の既往最大洪水（1943年）を対象）	3-15
表 3.2.3	1975FS/DD による計画洪水流量配分	3-16
表 3.2.4	マンガハン放水路及び関連設計構造物の諸元	3-17
表 3.2.5	FP における主な整備メニュー（100年確率洪水対応）	3-17
表 3.2.6	MP における主な整備メニュー	3-18
表 3.2.7	主な整備メニュー	3-21
表 3.2.8	主な整備メニュー	3-22
表 3.2.9	PMRIP 改訂実施計画	3-23
表 3.2.10	主な整備メニュー	3-24
表 3.2.11	NHCS 構造諸元	3-26
表 3.2.12	NHCS の再建設が望ましい理由	3-26
表 3.2.13	マンガハン放水路事業の概要	3-28
表 3.2.14	EFCOS 事業の概要	3-29
表 3.2.15	EFCOS リハビリ無償事業の概要	3-31
表 3.2.16	フィリピン政府による EFCOS 事業の概要	3-32
表 3.2.17	パッシング川沿いの既存排水機場の概要	3-33
表 3.2.18	パッシング川沿いの主要な逆流防止水門の概要	3-34
表 3.2.19	West Manggahan 事業の概要	3-35
表 3.2.20	KAMANAVA 事業の概要	3-36
表 3.2.21	East Manggahan 調査結果（事業計画）	3-37

表 3.2.22	提案された逆流防止水門の諸元.....	3-37
表 3.3.1	既往治水計画調査の比較（1）.....	3-40
表 3.3.2	既往治水計画調査の比較（2）.....	3-41
表 3.3.3	既往治水計画調査の比較（3）.....	3-42
表 3.3.4	詳細な治水計画検討内容の比較（1）.....	3-43
表 3.3.5	詳細な治水計画検討内容の比較（2）.....	3-45
表 3.3.6	計画洪水流量配分（確率洪水規模 1/100）の比較.....	3-47
表 3.3.7	マリキナダム諸元の比較.....	3-48
表 3.4.1	流域平均確率雨量.....	3-49
表 3.4.2	Sto. Nino 地点の確率規模別流量.....	3-51
表 4.1.1	河道法線の代替案の比較.....	4-3
表 4.1.2	Definitive Plan（2015）の設計条件.....	4-3
表 4.1.3	橋脚及びびわん曲による水位上昇の算定手法の違い.....	4-5
表 4.1.4	検討ケース及び河道条件.....	4-8
表 4.1.5	不等流計算条件（マリキナ川）.....	4-8
表 4.1.6	不等流計算条件（マンガハン放水路）.....	4-9
表 4.1.7	水位算定結果（Case 1：計画高水流量）.....	4-10
表 4.1.8	水位算定結果（Case 2：基本高水流量）.....	4-11
表 4.1.9	河川沿いの開発状況.....	4-12
表 4.2.1	各区間別の設計方針（基本設計時点）.....	4-13
表 5.1.1	測量調査の範囲.....	5-1
表 5.1.2	準備作業活動.....	5-2
表 5.1.3	現場作業活動項目.....	5-2
表 5.1.4	データ解析作業活動項目.....	5-3
表 5.1.5	成果物作成活動項目.....	5-3
表 5.1.6	基準点平面座標閉合精度表（多角測量結果）.....	5-5
表 5.1.7	基準点座標確認結果.....	5-6
表 5.1.8	測量によって確認した排水工流出部箇所数.....	5-8
表 5.2.1	ボーリング調査実施数量.....	5-11
表 5.2.2	土質試験実施数量.....	5-11
表 5.2.3	Guadeloupe（グアダルーペ）層の一般的特徴.....	5-16
表 5.2.4	ボーリング調査数量一覧.....	5-19
表 5.2.5	主な地層とその特徴（マリキナ川河川改修）.....	5-21
表 5.2.6	ボーリング調査数量一覧表.....	5-24
表 5.2.7	ボーリング調査数量一覧（Cainta・Taytay）.....	5-30
表 5.2.8	主な地層とその特徴（Cainta・Taytay）.....	5-32
表 5.2.9	土質試験数量一覧表（マリキナ川河川改修調査・MCGS）.....	5-36
表 5.2.10	土質試験結果総括表（マリキナ川河川改修調査・MCGS）.....	5-37
表 5.2.11	標準貫入試験結果（今回調査結果）.....	5-38

表 5.2.12	標準貫入試験結果（GFw および GFf を除き、既往ボーリングデータを含む）	5-38
表 5.2.13	土粒子の密度および岩石の密度（自然含水比）	5-38
表 5.2.14	主な鉱物と土粒子の密度（日本）	5-39
表 5.2.15	自然含水比	5-39
表 5.2.16	含水比の測定例（日本）	5-39
表 5.2.17	細粒分含有率	5-40
表 5.2.18	液性限界・塑性限界	5-40
表 5.2.19	土の一軸圧縮強度（Dc 層）	5-42
表 5.2.20	岩石の一軸圧縮試験結果（GFf）	5-43
表 5.2.21	土の圧密試験結果（その 1）	5-44
表 5.2.22	土の圧密試験結果（その 2）	5-44
表 5.2.23	地盤定数（マリキナ川河川改修・MCGS）	5-45
表 5.2.24	土の単位重量の例（日本）	5-46
表 5.2.25	Phase 1 における地盤定数	5-46
表 5.2.26	換算 N 値による岩盤強度の推定	5-49
表 5.2.27	試験数量一覧表（Cainta・Taytay）	5-50
表 5.2.28	土質試験結果総括表（Cainta・Taytay）	5-51
表 5.2.29	標準貫入試験結果（Cainta・Taytay）	5-51
表 5.2.30	土粒子の密度	5-52
表 5.2.31	自然含水比	5-52
表 5.2.32	細粒分含有率	5-53
表 5.2.33	液性限界・塑性限界	5-54
表 5.2.34	土の一軸圧縮強度（Ac1 層）	5-55
表 5.2.35	土の圧密試験結果（その 1）	5-56
表 5.2.36	土の圧密試験結果（その 2）	5-56
表 5.2.37	地盤定数（Cainta・Taytay）	5-57
表 5.2.38	設計時に用いる土質定数の例	5-58
表 5.2.39	地盤定数（総括）	5-60
表 5.2.40	地質調査巻末資料リスト	5-61
表 6.1.1	各区間別の河道の基本設計	6-1
表 6.1.2	各区間別の水路標準断面	6-2
表 6.1.3	各区間別の水路標準断面	6-3
表 6.1.4	各区間別の水路標準断面	6-4
表 6.1.5	各区間の代表断面における計画洪水位と河岸標高	6-5
表 6.1.6	各区間別の低水護岸のタイプ	6-6
表 6.1.7	低水護岸における鋼矢板護岸形式の比較検討	6-8
表 6.1.8	液状化の判定を行う必要のある土層（左岸）	6-9
表 6.1.9	液状化の判定を行う必要のある土層（右岸）	6-10
表 6.1.10	PL 値と液状化危険度	6-10

表 6.1.11	FL 値の深さ方向の分布（左岸 BH-G-04 PL=5.40）	6-12
表 6.1.12	FL 値の深さ方向の分布（右岸 BH-R-03 PL=5.39）	6-12
表 6.1.13	低水護岸設計検討ブロック分割（左岸）	6-14
表 6.1.14	低水護岸設計検討ブロック分割（右岸）	6-15
表 6.1.15	鋼矢板護岸設計条件（材料条件、土質条件、水位条件等）	6-17
表 6.1.16	設計流速算定条件および算定結果（マリキナ川下流下流、右岸）	6-21
表 6.1.17	代表流速算定条件および算定結果（マリキナ川下流、左岸）	6-22
表 6.1.18	代表流速算定条件および算定結果（マリキナ川上流、右岸）	6-23
表 6.1.19	代表流速算定条件および算定結果（マリキナ川上流、左岸）	6-24
表 6.1.20	最大洗掘深（マリキナ川下流、右岸）	6-27
表 6.1.21	最大洗掘深（マリキナ川下流、左岸）	6-28
表 6.1.22	最大洗掘深（マリキナ川上流、右岸）	6-29
表 6.1.23	最大洗掘深（マリキナ川上流、左岸）	6-30
表 6.1.24	根固工構造の比較選定表	6-32
表 6.1.25	リップラップ材の設計径	6-34
表 6.1.26	水理模型実験により得られた移動限界流速 (m/s)	6-34
表 6.1.27	設計区間における根固め工のタイプ一覧表(右岸)	6-35
表 6.1.28	設計区間における根固め工のタイプ一覧表(左岸)	6-35
表 6.1.29	各橋梁におけるリップラップ材の設計径	6-37
表 6.1.30	各袋詰根固め工重量の移動限界流速	6-37
表 6.1.31	洗掘範囲一覧	6-38
表 6.1.32	概算工事費	6-38
表 6.1.33	余盛の設定（Sta. 5+400～MCGS（Sta.6+010）下流側）	6-49
表 6.1.34	余盛の設定（Sta. 5+900～Sta.6+080）	6-49
表 6.1.35	余盛の設定（Sta. 6+080～Sta.6+600）	6-49
表 6.1.36	圧密計算に適用する単位体積重量	6-53
表 6.1.37	圧密試験実施箇所	6-53
表 6.1.38	圧密計算結果	6-56
表 6.1.39	余盛高の標準表	6-57
表 6.1.40	余盛高の設定値	6-57
表 6.1.41	洪水防御壁の設計条件	6-59
表 6.1.42	Pasig 市堤防の事業段階と現状	6-63
表 6.2.1	提案される排水施設	6-64
表 6.2.2	既存排水管	6-64
表 6.2.3	測量成果表	6-65
表 6.2.4	用途別流出係数の標準値	6-67
表 6.2.5	降雨ごとの係数値	6-68
表 6.2.6	流達時間算出のための計算式	6-69
表 6.2.7	Horton の粗度値	6-69

表 6.2.8	新設排水施設のタイプ分けと適用ケース	6-71
表 6.2.9	排水施設計画表（1/5）	6-73
表 6.2.10	排水施設計画表（2/5）	6-74
表 6.2.11	排水施設計画表（3/5）	6-75
表 6.2.12	排水施設計画表（4/5）	6-76
表 6.2.13	排水施設計画表（5/5）	6-77
表 6.2.14	粗度係数.....	6-78
表 6.3.1	基本設計による設計諸元概要.....	6-85
表 6.3.2	2002年フェーズI 詳細設計における MCGS の設計諸元概要.....	6-86
表 6.3.3	MCGS 位置の比較.....	6-88
表 6.3.4	2015年 Definitive Plan における MCGS の設計諸元概要.....	6-90
表 6.3.5	MCGS 水位条件.....	6-91
表 6.3.6	MCGS 設置地点河道諸元.....	6-91
表 6.3.7	ボートの諸元.....	6-92
表 6.3.8	フェリーボートの諸元.....	6-92
表 6.3.9	土運船の諸元.....	6-93
表 6.3.10	通船のための必要条件.....	6-93
表 6.3.11	MCGS 地点の水深.....	6-93
表 6.3.12	主な既設構造物等による制約条件.....	6-94
表 6.3.13	ボーリング調査.....	6-95
表 6.3.14	MCGS 設置地点付近の層序.....	6-95
表 6.3.15	MCGS 下流取付擁壁の設計に用いた土質定数.....	6-100
表 6.3.16	MCGS 本体の設計に用いた土質定数一覧.....	6-100
表 6.3.17	地盤の特性値.....	6-102
表 6.3.18	地盤特性値 T_G の算定（DD-BH-G04）	6-102
表 6.3.19	水門扉の種類と設置場所および使用目的.....	6-103
表 6.3.20	堰形式の比較.....	6-104
表 6.3.21	ゲート形式比較表.....	6-107
表 6.3.22	径間長の比較.....	6-110
表 6.3.23	MCGS 上屋に設置される主な機器.....	6-114
表 6.3.24	単位重量.....	6-118
表 6.3.25	MCGS 管理橋-橋梁形式比較表	6-122
表 6.3.26	液状化検討対象層（G07）	6-124
表 6.3.27	地域別補正係数.....	6-124
表 6.3.28	水位条件.....	6-126
表 6.3.29	土砂堆積の影響検討実験実施概要.....	6-132
表 6.3.30	実験条件（土砂堆積の影響）	6-133
表 6.3.31	実験ケース.....	6-134
表 6.3.32	排砂状況（500m ³ /s、MCGS 上流から土砂投入）	6-134

表 6.3.33	排砂状況（288m ³ /s、MCGS 上流から土砂投入）	6-135
表 6.3.34	排砂状況（288m ³ /s、堰高まで堆砂）	6-136
表 6.3.35	排砂状況（288m ³ /s、シル高まで堆砂）	6-137
表 6.3.36	水位条件	6-139
表 6.3.37	異型コンクリートブロックの係数 α および β の値	6-143
表 6.3.38	水理模型実験により得られた移動限界流速 (m/s)	6-144
表 6.3.39	ゲート構造の比較（大径間ゲート、B28.3mxH9.55m）	6-147
表 6.3.40	既往の水質調査における塩度	6-148
表 6.3.41	MCGS 扉体材料比較表	6-151
表 6.3.42	ゲート用開閉装置形式比較	6-154
表 6.3.43	ワイヤロープウインチの形式と配置	6-157
表 6.3.44	ワイヤロープウインチの構造概要	6-158
表 6.3.45	ワイヤロープウインチ式開閉機一覧	6-159
表 6.3.46	ワイヤロープウインチ式開閉機比較表	6-161
表 6.3.47	操作項目及び制御信号	6-166
表 6.3.48	ゲート状態及び運転表示項目ならびに監視信号	6-167
表 6.3.49	ゲート故障表示項目及び監視信号	6-167
表 6.3.50	有接点リレー回路と PLC 回路の得失	6-168
表 6.3.51	操作機能における手法の比較	6-169
表 6.3.52	施設操作におけるシステムレベル	6-169
表 6.3.53	システムレベルの比較	6-173
表 6.3.54	各システム構成の特性比較	6-178
表 6.3.55	システム拠点の設定	6-179
表 6.3.56	計装設備、警報設備及び監視設備	6-182
表 6.3.57	電気通信設備の設置環境等を考慮した寿命	6-185
表 6.3.58	電気通信設備の現状（ROSARIO MASTER CONTROL STATION）	6-186
表 6.3.59	電気通信設備の現状（ANTIPOLO RELAY STATION）	6-187
表 6.3.60	電気通信設備の現状（PAGASA (SCIENCE GARDEN) STATION）	6-187
表 6.3.61	電気通信設備の現状（NAPINDAN HCS MONITOR STATION）	6-188
表 6.3.62	電気通信設備の現状（DPWH HO MONITOR STATION）	6-188
表 6.3.63	電気通信設備の現状（MMDA MONITOR STATION）	6-188
表 6.3.64	電気通信設備の現状（STO.NINO WATER LEVEL GAUGE STATION）	6-188
表 6.3.65	電気通信設備の現状（SCIENCE GARDEN RAINFALL GAUGE STATION）	6-189
表 6.3.66	MCGS 付帯施設	6-191
表 6.3.67	MCGS 発電機棟に設置される主な機器	6-194
表 6.3.68	発電機周りの必要隔離	6-195
表 6.4.1	Cainta 水門基本設計による設計諸元概要	6-203
表 6.4.2	Taytay 樋門基本設計による設計諸元概要	6-204
表 6.4.3	排水施設計画における確率規模	6-206

表 6.4.4	Cainta 水門水位条件.....	6-207
表 6.4.5	河道諸元一覧.....	6-208
表 6.4.6	主な既設構造物等による制約条件.....	6-209
表 6.4.7	土質定数一覧（DD-BH-C01）.....	6-215
表 6.4.8	土質定数一覧（DD-BH-C02）.....	6-217
表 6.4.9	土質定数一覧（DD-BH-C03）.....	6-219
表 6.4.10	地盤特性値 T_G の算定（DD-BH-C03）.....	6-221
表 6.4.11	Cainta 水門平面位置の比較.....	6-222
表 6.4.12	水門扉の種類と設置場所および使用目的.....	6-224
表 6.4.13	ゲート形式の比較.....	6-225
表 6.4.14	ゲート形式比較表.....	6-227
表 6.4.15	径間長の比較.....	6-229
表 6.4.16	Cainta 水門上屋に設置される主な機器.....	6-231
表 6.4.17	MCGS 管理橋-橋梁形式比較表.....	6-237
表 6.4.18	杭材料の比較.....	6-240
表 6.4.19	胸壁の構造諸元.....	6-241
表 6.4.20	水位条件.....	6-247
表 6.4.21	検討条件一覧.....	6-249
表 6.4.22	ゲートからの自由放流量.....	6-250
表 6.4.23	下流側流速 V_2 の算定.....	6-251
表 6.4.24	露出射流長（ L_1 ）および跳水長の（ L_2 ）算出結果.....	6-252
表 6.4.25	異型コンクリートブロックの係数 α および β の値.....	6-253
表 6.4.26	護床工 B 区間ブロック重量の算定.....	6-254
表 6.4.27	ゲート構造の比較.....	6-255
表 6.4.28	既往の水質調査における塩度.....	6-256
表 6.4.29	Cainta 水門扉体材料比較表.....	6-260
表 6.4.30	ゲート用開閉装置形式比較（Cainta 水門）.....	6-263
表 6.4.31	ワイヤロープウインチの形式と配置.....	6-265
表 6.4.32	ワイヤロープウインチの構造概要.....	6-265
表 6.4.33	ワイヤロープウインチ式開閉機一覧.....	6-266
表 6.4.34	ワイヤロープウインチ式開閉機比較表.....	6-267
表 6.4.35	操作項目及び制御信号.....	6-270
表 6.4.36	ゲート状態及び運転表示項目ならびに監視信号.....	6-271
表 6.4.37	ゲート故障表示項目及び監視信号.....	6-271
表 6.4.38	有接点リレー回路と PLC 回路の得失.....	6-272
表 6.4.39	計装設備、警報設備及び監視設備.....	6-273
表 6.4.40	流速に対する護岸構造.....	6-275
表 6.4.41	流速に対する RIPRAP の Class.....	6-279
表 6.4.42	MCGS 発電機棟に設置される主な機器.....	6-286

表 6.4.43	Taytay 樋門水位条件.....	6-293
表 6.4.44	河道諸元一覧	6-295
表 6.4.45	主な既設構造物等による制約条件.....	6-296
表 6.4.46	定数設定	6-301
表 6.4.47	地盤特性値 T_G の算定 (DD-BH-T02)	6-302
表 6.4.48	構造形式比較表	6-305
表 6.4.49	ゲート形式の比較	6-309
表 6.4.50	Taytay 樋門に設置される主な機器.....	6-317
表 6.4.51	Taytay 樋門扉体材料比較表.....	6-321
表 6.4.52	操作項目及び制御信号	6-324
表 6.4.53	ゲート状態及び運転表示項目ならびに監視信号.....	6-325
表 6.4.54	ゲート故障表示項目及び監視信号.....	6-325
表 6.4.55	機側操作盤形式の得失	6-326
表 7.1.1	マリキナ川の鋼矢板護岸最終区間.....	7-2
表 7.1.2	鋼矢板護岸設計に用いる設計基準.....	7-3
表 7.1.3	鋼矢板護岸設計条件	7-3
表 7.1.4	もたれ擁壁の安定計算結果および、鋼矢板護岸に作用させるモーメントおよび荷重	7-14
表 7.1.5	鋼矢板護岸設計における土質区分（再掲）	7-16
表 7.1.6	マリキナ川の鋼矢板護岸設計に用いる土質定数（再掲）	7-17
表 7.1.7	U形鋼矢板およびハット型矢板の諸元.....	7-18
表 7.1.8	H形鋼付きハット型矢板の組み合わせおよび諸元.....	7-19
表 7.1.9	H形鋼付きハット型矢板の組み合わせの選定方法.....	7-19
表 7.1.10	鋼矢板断面二次モーメント及び断面係数の有効率.....	7-20
表 7.1.11	護岸用鋼矢板諸元一覧（1）	7-21
表 7.1.12	護岸用鋼矢板諸元一覧（2）	7-22
表 7.1.13	断面変化点における断面照査例.....	7-26
表 7.1.14	傾斜壁 寸法表	7-27
表 7.1.15	パラペット壁寸法表	7-27
表 7.1.16	堤防盛土のために購入・混合が必要な砂利（20~40mm）の比率	7-29
表 7.1.17	各区間の解析断面	7-31
表 7.1.18	常時及び地震時の円弧すべり解析結果（L5+400）	7-31
表 7.1.19	常時及び地震時の円弧すべり解析結果（L5+780）	7-32
表 7.1.20	常時及び地震時の円弧すべり解析結果（L6+340）	7-32
表 7.1.21	常時及び地震時の円弧すべり解析結果（L7+820）	7-33
表 7.1.22	常時及び地震時の円弧すべり解析結果（R6+060）	7-33
表 7.1.23	常時及び地震時の円弧すべり解析結果（R10+960）	7-34
表 7.1.24	各区間の解析断面	7-34
表 7.1.25	法覆工形式の評価	7-38
表 7.1.26	管理用通路舗装諸元	7-42

表 7.1.27	階段工一覧.....	7-44
表 7.1.28	ブロック積み擁壁寸法表.....	7-45
表 7.2.1	新設排水管諸元.....	7-48
表 7.2.2	マンホール各部材の鉄筋かぶり.....	7-50
表 7.2.3	マンホール部材の最低厚さ.....	7-50
表 7.2.4	マンホール構造計算タイプの集約（1/2）.....	7-52
表 7.2.5	マンホール構造計算タイプの集約（2/2）.....	7-53
表 7.2.6	各部材の解析モデル方針.....	7-54
表 7.2.7	部材毎の解析方針.....	7-55
表 7.2.8	計算結果および各部材の諸元.....	7-56
表 7.2.9	浮き上がりに対する照査結果.....	7-57
表 7.2.10	地盤支持力の照査結果.....	7-58
表 7.2.11	各樋門の計画諸元.....	7-58
表 7.2.12	各タイプの樋門形状と代表断面.....	7-59
表 7.2.13	樋門計算に使用する土質定数.....	7-62
表 7.2.14	各圧密試験結果を適用する区間および地層.....	7-62
表 7.2.15	残留沈下量の照査.....	7-68
表 7.2.16	クリープ比.....	7-69
表 7.2.17	浸透経路長の計算結果.....	7-70
表 7.2.18	可とう継手の選定結果.....	7-71
表 7.2.19	可とう矢板の変形能力.....	7-71
表 7.2.20	函体の設計条件.....	7-72
表 7.2.21	函体縦方向の計算により決定する配筋諸元.....	7-73
表 7.2.22	函体横方向の計算により決定する配筋諸元.....	7-74
表 7.2.23	川表胸壁の配筋諸元一覧.....	7-76
表 7.2.24	川裏胸壁の配筋諸元一覧.....	7-76
表 7.3.1	MCGS 構造設計条件一覧.....	7-80
表 7.3.2	MCGS 堰の基本諸元.....	7-80
表 7.3.3	安全率.....	7-83
表 7.3.4	土質定数.....	7-83
表 7.3.5	MCGS 堰 設計水位一覧.....	7-84
表 7.3.6	施工条件.....	7-84
表 7.3.7	荷重ケース（端部堰柱（1号））.....	7-85
表 7.3.8	荷重ケース（中央堰柱（2号）+端部堰柱（3号））.....	7-85
表 7.3.9	設計水位一覧表.....	7-85
表 7.3.10	端部堰柱 荷重集計一覧表.....	7-86
表 7.3.11	端部堰柱（流水方向） 安定計算結果.....	7-86
表 7.3.12	端部堰柱（流水直角方向） 安定計算結果.....	7-87
表 7.3.13	基礎の形状係数.....	7-88

表 7.3.14	橋軸方向	7-89
表 7.3.15	橋軸直角方向	7-90
表 7.3.16	安定計算結果（橋軸方向）	7-90
表 7.3.17	安定計算結果（橋軸直角方向）	7-90
表 7.3.18	安定計算結果（橋軸方向）	7-91
表 7.3.19	安定計算結果（橋軸直角方向）	7-91
表 7.3.20	中央堰柱+端部堰柱 荷重集計一覧表	7-91
表 7.3.21	中央堰柱+端部堰柱（流水方向） 安定計算結果	7-92
表 7.3.22	端部堰柱（流水直角方向） 安定計算結果.....	7-92
表 7.3.23	橋軸方向	7-93
表 7.3.24	橋軸直角方向	7-93
表 7.3.25	安定計算結果（橋軸方向）	7-93
表 7.3.26	安定計算結果（橋軸直角方向）	7-94
表 7.3.27	安定計算結果（橋軸方向）	7-94
表 7.3.28	安定計算結果（橋軸直角方向）	7-94
表 7.3.29	荷重ケース	7-96
表 7.3.30	設計水位一覧表	7-97
表 7.3.31	転倒 安定計算結果	7-98
表 7.3.32	偏心量 荷重条件（逆 T 擁壁）	7-98
表 7.3.33	偏心量 荷重条件（L 型擁壁）	7-99
表 7.3.34	滑動 安定計算結果	7-99
表 7.3.35	地盤反力の計算	7-100
表 7.3.36	許容支持力	7-101
表 7.3.37	最大地盤反力度に対する照査.....	7-101
表 7.3.38	鉛直支持率に対する照査	7-102
表 7.3.39	MCGS 構造設計条件一覧	7-102
表 7.3.40	端部堰柱、底版 荷重集計一覧表.....	7-104
表 7.3.41	地盤反力	7-104
表 7.3.42	底版の応力計算	7-105
表 7.3.43	1号堰柱の応力計算（流水直角方向）	7-106
表 7.3.44	端部堰柱、底版 荷重集計一覧表.....	7-107
表 7.3.45	1号門柱の応力計算（流水方向）	7-107
表 7.3.46	1号門柱の応力計算（流直角方向）	7-108
表 7.3.47	1号操作台の応力計算.....	7-108
表 7.3.48	1号操作台張出部の応力計算.....	7-109
表 7.3.49	端部堰柱、底版 荷重集計一覧表.....	7-115
表 7.3.50	地盤反力	7-115
表 7.3.51	2号、3号底版の応力計算.....	7-115
表 7.3.52	2号、3号ゲート部底版の応力計算.....	7-116

表 7.3.53	3号背面底版（上側引張）の応力計算	7-117
表 7.3.54	2号、3号堰柱の応力計算（流水直角方向）	7-118
表 7.3.55	端部堰柱、底版 荷重集計一覧表	7-119
表 7.3.56	2号門柱の応力計算（流水方向）	7-119
表 7.3.57	3号門柱の応力計算（流水方向）	7-120
表 7.3.58	2号・3号門柱の応力計算（流水直角方向）	7-120
表 7.3.59	2号操作台の応力計算	7-121
表 7.3.60	3号操作台の応力計算	7-121
表 7.3.61	2号・3号操作台張出部の応力計算	7-122
表 7.3.62	胸壁の応力計算	7-133
表 7.3.63	胸壁の応力計算	7-133
表 7.3.64	胸壁の応力計算	7-134
表 7.3.65	上流側水叩き 荷重集計一覧表	7-136
表 7.3.66	地盤反力	7-136
表 7.3.67	上流水叩きの応力計算（流水直角方向）	7-138
表 7.3.68	上流水叩きの応力計算（流水方向）	7-139
表 7.3.69	下流側水叩き1 荷重集計一覧表	7-140
表 7.3.70	地盤反力	7-140
表 7.3.71	下流水叩き1の応力計算（流水直角方向 L=17.0m）	7-141
表 7.3.72	下流水叩き1の応力計算（流水直角方向 L=16.3m）	7-141
表 7.3.73	下流水叩き1の応力計算（流水方向）	7-142
表 7.3.74	シル部の応力計算	7-146
表 7.3.75	下流側水叩き2 荷重集計一覧表	7-148
表 7.3.76	地盤反力	7-148
表 7.3.77	下流水叩き2の応力計算（流水直角方向）	7-149
表 7.3.78	下流水叩き2の応力計算（流水方向）	7-149
表 7.3.79	参考図書	7-187
表 7.3.80	耐震性能	7-188
表 7.3.81	水位条件（L2地震時）	7-188
表 7.3.82	地盤の特性値	7-193
表 7.3.83	地盤特性値 T_G の算定（DD-BH-G04）	7-194
表 7.3.84	考慮する荷重	7-199
表 7.3.85	自重一覧	7-200
表 7.3.86	静水圧算定結果	7-204
表 7.3.87	静水圧算定結果	7-206
表 7.3.88	曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数	7-221
表 7.3.89	等価重量算出係数 C_p	7-222
表 7.3.90	許容残留変位算定結果（1号ゲート）	7-223

表 7.3.91	許容残留変位算定結果（2号ゲート）	7-223
表 7.3.92	設計水平震度算定結果	7-224
表 7.3.93	地震時保有水平耐力法による照査結果（1号門柱・堰柱、水流方向）	7-225
表 7.3.94	地震時保有水平耐力法による照査結果（1号門柱・堰柱、水流直角方向）	7-225
表 7.3.95	地震時保有水平耐力法による照査結果（2号門柱・堰柱、水流方向）	7-226
表 7.3.96	地震時保有水平耐力法による照査結果（2号門柱・堰柱、水流直角方向）	7-226
表 7.3.97	地震時保有水平耐力法による照査結果（3号門柱・堰柱、水流方向）	7-227
表 7.3.98	地震時保有水平耐力法による照査結果（3号門柱・堰柱、水流直角方向）	7-227
表 7.3.99	下流側取付擁壁 検討ケース一覧.....	7-291
表 7.3.100	No.1 ゲートの計算結果(1).....	7-320
表 7.3.101	No.1 ゲートの計算結果（2）	7-321
表 7.3.102	No.1 ゲート戸当りの計算結果.....	7-321
表 7.3.103	No.2 ゲートの計算結果.....	7-323
表 7.3.104	No.2 ゲート戸当りの計算結果.....	7-324
表 7.3.105	上流側予備ゲートの計算結果.....	7-325
表 7.3.106	下流側予備ゲートの計算結果.....	7-327
表 7.3.107	No.1 ゲート開閉装置の計算結果.....	7-329
表 7.3.108	No.2 ゲート開閉装置の計算結果.....	7-331
表 7.3.109	操作室内構成機器	7-333
表 7.3.110	設計条件一覧	7-339
表 7.3.111	水位計機種別 特性・適用性一覧表.....	7-345
表 7.3.112	水位計設置候補地の検討（MCGS 上流）	7-348
表 7.3.113	水位計設置候補地の検討（MCGS 下流）	7-349
表 7.3.114	水位観測方式の選定	7-350
表 7.3.115	モータサイレンの種類	7-351
表 7.3.116	インバータサイレンの種類.....	7-352
表 7.3.117	サイレンの容量	7-352
表 7.3.118	モータサイレン 参考価格（千円）	7-353
表 7.3.119	インバータサイレン 参考価格（千円）	7-353
表 7.3.120	モータサイレンとインバータサイレンの比較.....	7-354
表 7.3.121	サイレンと音達距離（標準値）	7-356
表 7.3.122	周囲雑音レベルの目安	7-356
表 7.3.123	サイレンと音達距離	7-357
表 7.3.124	スピーカーの出力音圧レベル（1m 値）	7-358
表 7.3.125	スピーカーの出力音圧レベル（1m 値）	7-359
表 7.3.126	操作設備の比較	7-362
表 7.3.127	警報設備の配置（MCGS）	7-363
表 7.3.128	監視対象	7-369
表 7.3.129	国土交通省 CCTV カメラ設備機器仕様書（案）カメラ一覧	7-370

表 7.3.130	明るさについての目安.....	7-371
表 7.3.131	IPカメラ装置の比較.....	7-372
表 7.3.132	警監視設備の配置（MCGS）.....	7-372
表 7.3.133	管理項目一覧（MCGS）.....	7-376
表 7.3.134	管理項目一覧（Cainta）.....	7-377
表 7.3.135	管理項目一覧（Taytay）.....	7-378
表 7.3.136	操作項目及び制御信号.....	7-379
表 7.3.137	ゲート状態及び運転表示項目，監視信号.....	7-379
表 7.3.138	ゲート故障表示項目及び監視信号.....	7-379
表 7.3.139	管理設備において具備すべき管理機能.....	7-380
表 7.3.140	警報判定条件.....	7-381
表 7.3.141	各データのオンライン保存期間.....	7-382
表 7.3.142	伝送帯域の推定.....	7-384
表 7.3.143	管路選定基準表.....	7-384
表 7.3.144	硬質塩化ビニル管（PV）の標準寸法.....	7-386
表 7.3.145	波付硬質ポリエチレン管（FEP）の標準寸法.....	7-386
表 7.3.146	管路標準埋設深さ.....	7-388
表 7.3.147	他の埋設物との離隔距離（単位：cm）.....	7-389
表 7.3.148	電圧の種類.....	7-389
表 7.3.149	支持間隔（硬質塩化ビニル管の例）.....	7-393
表 7.3.150	伝送経路.....	7-398
表 7.3.151	管路仕様.....	7-401
表 7.3.152	管路仕様.....	7-402
表 7.3.153	管路仕様.....	7-403
表 7.3.154	管路仕様.....	7-405
表 7.3.155	管路仕様.....	7-407
表 7.3.156	管路仕様.....	7-409
表 7.3.157	管路仕様.....	7-410
表 7.3.158	管路仕様.....	7-411
表 7.3.159	L3-SW 標準仕様 比較.....	7-413
表 7.3.160	L2-SW 標準仕様 比較.....	7-414
表 7.3.161	L3-SW の機種選定.....	7-415
表 7.3.162	台風オンドイ来襲時における停電状況.....	7-420
表 7.3.163	負荷一覧表.....	7-421
表 7.3.164	発電機計算結果.....	7-422
表 7.3.165	直近上位の発電機容量および原動機出力.....	7-422
表 7.3.166	発電機規約効率表.....	7-422
表 7.3.167	発電機の基本条件.....	7-423
表 7.3.168	原動機の基本条件.....	7-423

表 7.3.169	ディーゼル機関とガスタービンの比較.....	7-424
表 7.3.170	ラジエータファンによる換気量.....	7-428
表 7.3.171	換気量計算結果	7-429
表 7.3.172	燃料消費率（単位：g/kWh）	7-430
表 7.3.173	燃料の比重	7-430
表 7.3.174	可燃性液体種別・容量と建屋との離隔.....	7-431
表 7.3.175	機器間の保有距離	7-433
表 7.3.176	発電機寸法および基礎寸法.....	7-434
表 7.3.177	表示内容及び項目	7-435
表 7.4.1	液状化判定対象層の整理	7-447
表 7.4.2	液状化判定結果一覧表（L1地震動）	7-450
表 7.4.3	液状化判定結果（DD-BH-C01、L1地震動）	7-451
表 7.4.4	液状化判定結果（DD-BH-C02、L1地震動）	7-452
表 7.4.5	液状化判定結果（DD-BH-C03、L1地震動）	7-453
表 7.4.6	液状化判定結果一覧表（L2地震動）	7-454
表 7.4.7	液状化判定結果（DD-BH-C01、L2地震動）	7-455
表 7.4.8	液状化判定結果（DD-BH-C02、L2地震動）	7-456
表 7.4.9	液状化判定結果（DD-BH-C03、L2地震動）	7-457
表 7.4.10	杭基礎の配置検討における照査項目.....	7-460
表 7.4.11	鋼管杭の許容応力（N/mm ² ）	7-460
表 7.4.12	打撃工法に用いる鋼管杭の径と板厚の範囲.....	7-461
表 7.4.13	周面摩擦力度	7-462
表 7.4.14	安全率	7-462
表 7.4.15	杭の許容変位量	7-464
表 7.4.16	杭配置の経済性比較一覧表（1/2）	7-465
表 7.4.17	杭配置の経済性比較一覧表（2/2）	7-466
表 7.4.18	土質定数一覧（DD-BH-C03）	7-470
表 7.4.19	荷重ケース一覧表（常時・L1地震時・施工時）	7-471
表 7.4.20	中央堰柱安定計算結果一覧表（水流直角方向）	7-471
表 7.4.21	中央堰柱安定計算結果一覧表（水流方向）	7-471
表 7.4.22	中央堰柱杭基礎計算結果（水流直角方向）	7-473
表 7.4.23	中央堰柱杭基礎計算結果（水流方向 1/2）	7-474
表 7.4.24	中央堰柱杭基礎計算結果（水流方向 2/2）	7-475
表 7.4.25	中央堰柱仮想鉄筋コンクリート断面の照査（水流直角方向）	7-476
表 7.4.26	中央堰柱仮想鉄筋コンクリート断面の照査（水流方向）	7-476
表 7.4.27	土質定数一覧（DD-BH-C03）	7-480
表 7.4.28	荷重ケース一覧表（常時・L1地震時・施工時）	7-481
表 7.4.29	端部堰柱安定計算結果一覧表（水流直角方向）	7-481
表 7.4.30	端部堰柱安定計算結果一覧表（水流方向）	7-482

表 7.4.31	端部堰柱杭基礎計算結果（水流直角方向）	7-483
表 7.4.32	端部堰柱杭基礎基礎計算結果（水流方向 1/2）	7-484
表 7.4.33	端部堰柱杭基礎基礎計算結果（水流方向 2/2）	7-485
表 7.4.34	端部堰柱仮想鉄筋コンクリート断面の照査（水流直角方向）	7-485
表 7.4.35	端部堰柱仮想鉄筋コンクリート断面の照査（水流方向）	7-486
表 7.4.36	荷重ケース一覧表	7-489
表 7.4.37	戸当り床版杭基礎計算結果（水流直角方向）	7-492
表 7.4.38	戸当り床版杭基礎計算結果（水流方向）	7-493
表 7.4.39	土質定数一覧（DD-BH-C03）	7-497
表 7.4.40	荷重ケース一覧表（常時・L1 地震時・施工時）	7-498
表 7.4.41	下流側翼壁杭基礎計算結果（杭頭水辺変位）	7-501
表 7.4.42	下流側翼壁高最高部杭基礎計算結果（安定計算）	7-501
表 7.4.43	下流側翼壁高最高部杭基礎計算結果（杭体応力）	7-502
表 7.4.44	下流側翼壁高最高部杭基礎計算結果（せん断応力）	7-502
表 7.4.45	下流側翼壁高最高部杭基礎計算結果（杭頭補強）	7-502
表 7.4.46	下流側翼壁高最低部杭基礎計算結果（安定計算）	7-503
表 7.4.47	下流側翼壁高最低部杭基礎計算結果（杭体応力）	7-503
表 7.4.48	下流側翼壁高最低部杭基礎計算結果（せん断応力）	7-503
表 7.4.49	下流側翼壁高最低部杭基礎計算結果（杭頭補強）	7-504
表 7.4.50	下流側翼壁先端 L 型部杭基礎計算結果（安定計算）	7-504
表 7.4.51	下流側翼壁先端 L 型部杭基礎計算結果（杭体応力）	7-504
表 7.4.52	下流側翼壁先端 L 型部杭基礎計算結果（せん断応力）	7-505
表 7.4.53	下流側翼壁先端 L 型部杭基礎計算結果（杭頭補強）	7-505
表 7.4.54	土質定数一覧（DD-BH-C03）	7-508
表 7.4.55	荷重ケース一覧表（常時・L1 地震時・施工時）	7-509
表 7.4.56	上流側左岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果（安定計算）	7-511
表 7.4.57	上流側左岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果（杭体応力）	7-511
表 7.4.58	上流側左岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果（せん断応力）	7-511
表 7.4.59	上流側左岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果（杭頭補強）	7-512
表 7.4.60	上流側左岸翼壁逆 T 部杭基礎計算結果（安定計算）	7-512
表 7.4.61	上流側左岸翼壁逆 T 部杭基礎計算結果（杭体応力）	7-512
表 7.4.62	上流側左岸翼壁壁高最低部杭基礎計算結果（せん断応力）	7-513
表 7.4.63	上流側左岸翼壁逆 T 部杭基礎計算結果（杭頭補強）	7-513
表 7.4.64	上流側左岸翼壁先端 L 型部杭基礎計算結果（安定計算）	7-513
表 7.4.65	上流側左岸翼壁 L 型部杭基礎計算結果（杭体応力）	7-514
表 7.4.66	上流側左岸翼壁 L 型部杭基礎計算結果（せん断応力）	7-514
表 7.4.67	上流側左岸翼壁 L 型部杭基礎計算結果（杭頭補強）	7-514
表 7.4.68	土質定数一覧（DD-BH-C03）	7-518
表 7.4.69	荷重ケース一覧表（常時・L1 地震時・施工時）	7-519

表 7.4.70	上流側右岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果（安定計算）	7-521
表 7.4.71	上流側右岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果（杭体応力）	7-521
表 7.4.72	上流側右岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果（せん断応力）	7-522
表 7.4.73	上流側右岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果（杭頭補強）	7-522
表 7.4.74	上流側右岸翼壁水流方向杭基礎計算結果（安定計算）	7-522
表 7.4.75	上流側右岸翼壁水流方向杭基礎計算結果（杭体応力）	7-523
表 7.4.76	上流側右岸翼壁水流方向杭基礎計算結果（せん断応力）	7-523
表 7.4.77	上流側右岸翼壁水流方向基礎計算結果（杭頭補強）	7-523
表 7.4.78	荷重ケース一覧表	7-527
表 7.4.79	下流側水叩き工中央杭基礎計算結果（水流直角方向 1/2）	7-531
表 7.4.80	下流側水叩き工中央杭基礎計算結果（水流直角方向 2/2）	7-531
表 7.4.81	下流側水叩き工左右岸杭基礎計算結果（水流直角方向）	7-532
表 7.4.82	荷重ケース一覧表	7-537
表 7.4.83	上流側水叩き工中央杭基礎計算結果（水流直角方向）	7-540
表 7.4.84	上流側水叩き工左岸杭基礎計算結果（水流直角方向）	7-541
表 7.4.85	上流側水叩き工右岸杭基礎計算結果（水流直角方向）	7-541
表 7.4.86	荷重ケース一覧表（常時・L1 地震時・施工時）	7-545
表 7.4.87	設計水位一覧表	7-545
表 7.4.88	水位条件 A（常時）	7-546
表 7.4.89	水位条件 B（Manggahan 放水路 DFL 時）	7-547
表 7.4.90	水位条件 C（地震時）	7-548
表 7.4.91	水位条件 D（左岸施工時）	7-549
表 7.4.92	水位条件 E（右岸施工時）	7-550
表 7.4.93	水位条件 F（Cainta 川 DFL 時）	7-551
表 7.4.94	中央堰柱安定計算結果一覧表（水流直角方向）	7-552
表 7.4.95	中央堰柱安定計算結果一覧表（水流方向）	7-552
表 7.4.96	端部堰柱安定計算結果一覧表（水流直角方向）	7-552
表 7.4.97	端部堰柱安定計算結果一覧表（水流方向）	7-553
表 7.4.98	Cainta 水門 設計条件一覧	7-553
表 7.4.99	中央堰柱底版任意荷重	7-555
表 7.4.100	中央堰柱底版曲げ応力度照査結果一覧	7-555
表 7.4.101	中央堰柱底版せん断応力度照査結果一覧（左張り出し部）	7-555
表 7.4.102	中央堰柱底版せん断応力度照査結果一覧（右張り出し部）	7-556
表 7.4.103	中央堰柱構造計算結果	7-556
表 7.4.104	中央堰柱 堰柱基部断面力（水流直角方向）	7-557
表 7.4.105	中央堰柱部計算結果一覧	7-558
表 7.4.106	中央堰柱 門柱荷重ケース（水流直角方向）	7-560
表 7.4.107	中央堰柱 門柱荷重ケース（水流方向）	7-560
表 7.4.108	中央堰柱門柱曲げ応力度照査結果（水流方向）	7-562

表 7.4.109	中央堰柱門柱せん断応力度照査結果（水流方向）	7-562
表 7.4.110	中央堰柱門柱曲げ応力度照査結果（水流直角方向）	7-562
表 7.4.111	中央堰柱門柱せん断応力度照査結果（水流直角方向）	7-563
表 7.4.112	中央堰柱門柱曲げ応力度照査結果（水流方向）	7-563
表 7.4.113	中央堰柱操作台せん断応力度照査結果（水流方向）	7-563
表 7.4.114	中央堰柱門柱曲げ応力度照査結果（水流直角方向）	7-564
表 7.4.115	中央堰柱操作台部せん断応力度照査結果（水流直角方向）	7-565
表 7.4.116	端部堰柱底版任意荷重	7-567
表 7.4.117	端部堰柱底版かかと版照査結果一覧	7-568
表 7.4.118	端部堰柱底版つま先版照査結果一覧	7-569
表 7.4.119	端部堰柱構造計算結果	7-569
表 7.4.120	端部堰柱 堰柱基部断面力（水流直角方向）	7-570
表 7.4.121	端部堰柱部計算結果一覧	7-571
表 7.4.122	端部堰柱 門柱荷重ケース（水流直角方向）	7-573
表 7.4.123	端部堰柱 門柱荷重ケース（水流方向）	7-573
表 7.4.124	端部門柱曲げ応力度照査結果（水流方向）	7-575
表 7.4.125	端部門柱せん断応力度照査結果（水流方向）	7-575
表 7.4.126	端部門柱曲げ応力度照査結果（水流直角方向）	7-575
表 7.4.127	端部門柱せん断応力度照査結果（水流直角方向）	7-576
表 7.4.128	端部操作台曲げ応力度照査結果（水流方向）	7-576
表 7.4.129	端部操作台せん断応力度照査結果（水流方向）	7-576
表 7.4.130	端部操作台部曲げ応力度照査結果（水流直角方向）	7-576
表 7.4.131	端部操作台部せん断応力度照査結果（水流直角方向）	7-576
表 7.4.132	端部胸壁部計算結果一覧	7-580
表 7.4.133	端部上流側胸壁部計せん断補強鉄筋必要量	7-581
表 7.4.134	端部上流側胸壁部せん断補強鉄筋必要範囲	7-581
表 7.4.135	端部下流側胸壁部計算結果一覧	7-582
表 7.4.136	荷重ケース一覧表	7-585
表 7.4.137	戸当たり床版曲げ応力度照査結果一覧（水流方向）	7-587
表 7.4.138	戸当たり床版曲げ応力度照査結果一覧（水流直角方向）	7-588
表 7.4.139	荷重ケース一覧表（常時・L1 地震時・施工時）	7-590
表 7.4.140	下流側翼壁高最高部曲げ照査結果（縦壁基部）	7-592
表 7.4.141	下流側翼壁高最高部せん断照査結果（縦壁基部）	7-592
表 7.4.142	下流側翼壁高最高部曲げ照査結果（つま先版）	7-592
表 7.4.143	下流側翼壁高最高部せん断照査結果（つま先版 1/2H 位置）	7-592
表 7.4.144	下流側翼壁高最高部せん断照査結果（つま先版杭位置）	7-593
表 7.4.145	下流側翼壁高最高部せん断補強鉄筋	7-593
表 7.4.146	下流側翼壁高最後部曲げ照査結果（かかと版）	7-593
表 7.4.147	下流側翼壁高最後部せん断照査結果（かかと版 1/2H 位置）	7-594

表 7.4.148	下流側翼壁高最後部せん断照査結果（かかと版杭位置）	7-594
表 7.4.149	下流側翼壁高最低部曲げ照査結果（縦壁基部）	7-594
表 7.4.150	下流側翼壁高最低部せん断照査結果（縦壁基部）	7-594
表 7.4.151	下流側翼壁高最低部曲げ照査結果（つま先版）	7-595
表 7.4.152	下流側翼壁高最低部せん断照査結果（つま先版 1/2H 位置）	7-595
表 7.4.153	下流側翼壁高最低部せん断照査結果（つま先版杭位置）	7-595
表 7.4.154	下流側翼壁高最低部曲げ照査結果（かかと版）	7-595
表 7.4.155	下流側翼壁高最低部せん断照査結果（かかと版 1/2H 位置）	7-596
表 7.4.156	下流側翼壁高最低部せん断照査結果（かかと版杭位置）	7-596
表 7.4.157	下流側翼 L 型部曲げ照査結果（縦壁基部）	7-596
表 7.4.158	下流側翼 L 型部せん断照査結果（縦壁基部）	7-596
表 7.4.159	下流側翼 L 型部曲げ照査結果（かかと版）	7-597
表 7.4.160	下流側翼 L 型部せん断照査結果（かかと版 1/2H 位置）	7-597
表 7.4.161	下流側翼 L 型部せん断照査結果（かかと版杭位置）	7-597
表 7.4.162	荷重ケース一覧表（常時・L1 地震時・施工時）	7-600
表 7.4.163	上流側左岸翼壁高最高部曲げ照査結果（縦壁基部）	7-601
表 7.4.164	上流側左岸翼壁高最高部せん断照査結果（縦壁基部）	7-601
表 7.4.165	上流側左岸翼壁高最高部曲げ照査結果（つま先版）	7-601
表 7.4.166	上流側左岸翼壁高最高部せん断照査結果（つま先版 1/2H 位置）	7-601
表 7.4.167	上流側左岸翼壁高最高部せん断照査結果（つま先版杭位置）	7-602
表 7.4.168	上流側左岸翼壁高最高部せん断補強鉄筋（つま先版）	7-602
表 7.4.169	上流側左岸翼壁高最後部曲げ照査結果（かかと版）	7-603
表 7.4.170	上流側左岸翼壁高最後部せん断照査結果（かかと版 1/2H 位置）	7-603
表 7.4.171	上流側左岸翼壁高最高部せん断補強鉄筋（つま先版）	7-603
表 7.4.172	上流側左岸翼壁高最後部せん断照査結果（かかと版杭位置 1）	7-604
表 7.4.173	上流側左岸翼壁高最後部せん断照査結果（かかと版杭位置 2）	7-604
表 7.4.174	上流側左岸翼 L 型部曲げ照査結果（縦壁基部）	7-604
表 7.4.175	上流側左岸翼 L 型部せん断照査結果（縦壁基部）	7-604
表 7.4.176	上流側左岸翼 L 型部曲げ照査結果（かかと版）	7-605
表 7.4.177	上流側左岸翼 L 型部せん断照査結果（かかと版 1/2H 位置）	7-605
表 7.4.178	上流側左岸翼 L 型部せん断照査結果（かかと版杭位置）	7-605
表 7.4.179	荷重ケース一覧表（常時・L1 地震時・施工時）	7-608
表 7.4.180	上流側右岸翼壁逆 T 部曲げ照査結果（縦壁基部）	7-610
表 7.4.181	上流側右岸翼壁逆 T 部せん断照査結果（縦壁基部）	7-610
表 7.4.182	上流側右岸翼壁逆 T 部曲げ照査結果（つま先版）	7-610
表 7.4.183	上流側右岸翼壁逆 T 部せん断照査結果（つま先版 1/2H 位置）	7-610
表 7.4.184	上流側右岸翼壁逆 T 部部曲げ照査結果（かかと版）	7-611
表 7.4.185	上流側右岸翼壁逆 T 部部せん断照査結果（かかと版 1/2H 位置）	7-611
表 7.4.186	上流側右岸翼壁逆 T 部部せん断照査結果（かかと版杭位置 2）	7-611

表 7.4.187	上流側右岸翼壁 L 型部曲げ照査結果（堅壁基部）	7-611
表 7.4.188	上流側右岸翼壁 L 型部せん断照査結果（堅壁基部）	7-612
表 7.4.189	上流側右岸翼壁 L 型部曲げ照査結果（かかと版）	7-612
表 7.4.190	上流側右岸翼壁 L 型部せん断照査結果（かかと版 1/2H 位置）	7-612
表 7.4.191	上流側右岸翼壁 L 型部せん断照査結果（かかと版杭位置）	7-612
表 7.4.192	荷重ケース一覧表	7-615
表 7.4.193	下流側中央水叩き工曲げ応力度照査結果一覧表	7-617
表 7.4.194	下流側左右岸水叩き工曲げ応力度照査結果一覧表	7-617
表 7.4.195	荷重ケース一覧表	7-619
表 7.4.196	上流側中央水叩き工曲げ応力度照査結果一覧表	7-621
表 7.4.197	上流側左岸水叩き工曲げ応力度照査結果一覧表	7-621
表 7.4.198	上流側右岸水叩き工曲げ応力度照査結果一覧表	7-622
表 7.4.199	参考図書	7-624
表 7.4.200	耐震性能	7-624
表 7.4.201	水位条件（L2 地震時）	7-625
表 7.4.202	荷重ケース一覧表（常時・L1 地震時・施工時）	7-626
表 7.4.203	地盤種別算定結果	7-632
表 7.4.204	地震時動水圧算定結果	7-642
表 7.4.205	端堰柱固有解析結果	7-649
表 7.4.206	中間堰柱固有値解析結果	7-650
表 7.4.207	せん断耐力算定結果	7-652
表 7.4.208	曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数	7-654
表 7.4.209	等価重量算出係数 C_p	7-654
表 7.4.210	許容残留変位算定結果	7-655
表 7.4.211	設計水平震度算定結果	7-657
表 7.4.212	地震時保有水平耐力法による照査結果（端堰柱部・水流方向）	7-658
表 7.4.213	地震時保有水平耐力法による照査結果（端堰柱部・水流直角方向）	7-659
表 7.4.214	地震時保有水平耐力法による照査結果（中央堰柱・水流方向）	7-661
表 7.4.215	地震時保有水平耐力法による照査結果（中央堰柱・水流直角方向）	7-661
表 7.4.216	土質定数一覧	7-665
表 7.4.217	水流方向安定計算結果（端部堰柱）	7-666
表 7.4.218	水流方向における部材の照査結果（端部堰柱）	7-666
表 7.4.219	水流直角方向安定計算結果（端部堰柱）	7-667
表 7.4.220	水流直角方向における部材の照査（端部堰柱）	7-667
表 7.4.221	土質定数一覧	7-670
表 7.4.222	水流方向安定計算結果（中央堰柱）	7-670
表 7.4.223	水流方向における部材の照査結果（中央堰柱）	7-670
表 7.4.224	水流直角方向安定計算結果	7-671

表 7.4.225	水流直角方向における部材の照査.....	7-671
表 7.4.226	発電機敷地擁壁設計条件一覧.....	7-688
表 7.4.227	発電機棟建屋重量の算定	7-689
表 7.4.228	発電機棟敷地擁壁の構造諸元.....	7-690
表 7.4.229	坂路工（Cainta 川右岸側）の諸元	7-691
表 7.4.230	坂路工（Cainta 川左岸側）の諸元	7-692
表 7.4.231	排水施設計画条件一覧	7-693
表 7.4.232	排水施設一覧	7-693
表 7.4.233	流出量算定結果	7-694
表 7.4.234	流下能力算定結果	7-695
表 7.4.235	ゲートの計算結果	7-703
表 7.4.236	戸当りの計算結果	7-704
表 7.4.237	予備ゲートの計算結果	7-705
表 7.4.238	開閉装置の計算結果	7-706
表 7.4.239	操作室内構成機器	7-708
表 7.4.240	設計条件一覧	7-712
表 7.4.241	水位計設置候補地の検討（Cainta 水門上流：内水）	7-714
表 7.4.242	水位計設置候補地の検討（Cainta 水門下流：外水）	7-714
表 7.4.243	サイレンと音達距離（標準値）	7-715
表 7.4.244	スピーカーの出力音圧レベル（1m 値）	7-716
表 7.4.245	警報設備の配置（MCGS）	7-717
表 7.4.246	監視対象	7-718
表 7.4.247	警監視設備の配置（Cainta 水門）	7-718
表 7.4.248	負荷一覧表	7-720
表 7.4.249	発電機計算結果	7-721
表 7.4.250	直近上位の発電機容量および原動機出力.....	7-721
表 7.4.251	発電機規約効率表	7-721
表 7.4.252	発電機の基本条件	7-722
表 7.4.253	原動機の基本条件	7-722
表 7.4.254	ディーゼル機関とガスタービンの比較.....	7-722
表 7.4.255	ラジエータファンによる換気量.....	7-726
表 7.4.256	換気量計算結果	7-727
表 7.4.257	燃料消費率（単位：g/kWh）	7-728
表 7.4.258	燃料の比重	7-728
表 7.4.259	可燃性液体種別・容量と建屋との離隔.....	7-729
表 7.4.260	機器間の保有距離	7-731
表 7.4.261	発電機寸法および基礎寸法.....	7-732
表 7.4.262	表示内容及び項目	7-733
表 7.5.1	Taytay 樋門の主要寸法.....	7-734

表 7.5.2	Taytay 樋門 設計条件一覧	7-743
表 7.5.3	Taytay 樋門の基本諸元	7-744
表 7.5.4	安全率	7-746
表 7.5.5	函体横方向の荷重組み合わせ	7-746
表 7.5.6	函体縦方向の荷重組み合わせ	7-747
表 7.5.7	横方向の荷重の組み合わせ	7-747
表 7.5.8	樋門建屋の荷重	7-748
表 7.5.9	操作室重量一覧	7-748
表 7.5.10	ゲート設備の荷重	7-749
表 7.5.11	警備小屋の上部重量	7-749
表 7.5.12	土質定数	7-750
表 7.5.13	Taytay 樋門 設計水位一覧	7-750
表 7.5.14	Manggahan 放水路の水位	7-750
表 7.5.15	施工条件	7-751
表 7.5.16	換算変形係数計算表	7-756
表 7.5.17	計算ケース一覧（常時、L1 地震時）	7-760
表 7.5.18	設計水位一覧	7-761
表 7.5.19	荷重集計結果	7-762
表 7.5.20	安定照査結果一覧	7-763
表 7.5.21	計算ケース	7-768
表 7.5.22	曲げ応力度（1）	7-769
表 7.5.23	曲げ応力度（2）	7-770
表 7.5.24	せん断応力度	7-771
表 7.5.25	計算ケース	7-773
表 7.5.26	縦方向の計算に関する水位条件	7-774
表 7.5.27	基礎地盤の支持力照査（ケース 3）	7-779
表 7.5.28	横方向の荷重の組み合わせ	7-781
表 7.5.29	常時換算断面力	7-784
表 7.5.30	常時 応力度	7-801
表 7.5.31	常時 せん断応力度	7-801
表 7.5.32	地震時 曲げ応力度	7-802
表 7.5.33	地震時 せん断応力度	7-802
表 7.5.34	常時 曲げ応力度	7-803
表 7.5.35	常時 せん断応力度	7-803
表 7.5.36	地震時 曲げ応力度	7-804
表 7.5.37	地震時 せん断応力度	7-804
表 7.5.38	常時 曲げ応力度	7-805
表 7.5.39	常時 せん断応力度	7-805
表 7.5.40	地震時 曲げ応力度	7-806

表 7.5.41	地震時 せん断応力度	7-806
表 7.5.42	翼壁寸法図	7-808
表 7.5.43	安定計算照査項目一覧表	7-809
表 7.5.44	部材断面計算ケース一覧表.....	7-810
表 7.5.45	常時：側壁下端(外側) 曲げ応力度.....	7-811
表 7.5.46	常時：側壁下端(外側) せん断応力度.....	7-812
表 7.5.47	常時：底版端部(下面) 曲げ応力度.....	7-812
表 7.5.48	常時：底版端部(下面) せん断応力度.....	7-812
表 7.5.49	常時：底版支間部(上面) 曲げ応力度.....	7-813
表 7.5.50	常時荷重	7-814
表 7.5.51	地震時荷重	7-815
表 7.5.52	荷重集計結果	7-815
表 7.5.53	転倒に対する照査結果	7-815
表 7.5.54	滑動に対する照査結果	7-815
表 7.5.55	許容支持力の照査結果	7-815
表 7.5.56	豎壁応力度照査	7-816
表 7.5.57	底版応力度照査	7-817
表 7.5.58	荷重集計結果	7-819
表 7.5.59	安定照査結果	7-819
表 7.5.60	常時荷重	7-822
表 7.5.61	地震時荷重	7-822
表 7.5.62	荷重集計結果	7-822
表 7.5.63	転倒 計算結果	7-822
表 7.5.64	滑動 計算結果	7-823
表 7.5.65	支持 計算結果	7-823
表 7.5.66	鉛直支持力の照査	7-823
表 7.5.67	たて壁・底版 曲げ応力度の照査結果.....	7-824
表 7.5.68	たて壁 せん断応力度の照査結果.....	7-824
表 7.5.69	底版 せん断応力度の照査結果.....	7-824
表 7.5.70	各地震動、耐震性能と適用区分.....	7-826
表 7.5.71	保障すべき耐震性能と耐震照査項目.....	7-826
表 7.5.72	基礎地盤の変形解析	7-827
表 7.5.73	耐震性能照査の手法（通常の樋門と Taytay 樋門）	7-831
表 7.5.74	土質定数	7-833
表 7.5.75	液状化判定結果	7-833
表 7.5.76	継手照査の結果	7-837
表 7.5.77	作用荷重一覧	7-838
表 7.5.78	固有値解析結果	7-838
表 7.5.79	中央柱の照査結果	7-840

表 7.5.80	端柱の照査結果.....	7-840
表 7.5.81	設計水位一覧.....	7-842
表 7.5.82	ゲートの計算結果.....	7-844
表 7.5.83	戸当りの計算結果.....	7-844
表 7.5.84	操作室内構成機器.....	7-845
表 7.5.85	設計条件一覧.....	7-848
表 7.5.86	水位計設置候補地の検討（Taytay 樋門上流：内水）	7-850
表 7.5.87	水位計設置候補地の検討（Taytay 樋門下流：外水）	7-851
表 7.5.88	スピーカーの出力音圧レベル（1m 値）	7-852
表 7.5.89	警報設備の配置（Taytay 樋門）	7-853
表 7.5.90	監視対象.....	7-854
表 7.5.91	警監視設備の配置（Taytay 樋門）	7-855
表 7.5.92	負荷一覧表.....	7-856
表 7.5.93	発電機計算結果.....	7-857
表 7.5.94	直近上位の発電機容量および原動機出力.....	7-857
表 7.5.95	発電機規約効率表.....	7-857
表 7.5.96	発電機の基本条件.....	7-858
表 7.5.97	原動機の基本条件.....	7-858
表 7.5.98	ディーゼル機関とガスタービンの比較.....	7-858
表 7.5.99	ラジエータファンによる換気量.....	7-862
表 7.5.100	換気量計算結果.....	7-863
表 7.5.101	燃料消費率（単位：g/kWh）	7-864
表 7.5.102	燃料の比重.....	7-864
表 7.5.103	機器間の保有距離.....	7-866
表 7.5.104	発電機寸法および基礎寸法.....	7-867
表 7.5.105	表示内容及び項目	7-867
表 7.6.1	床荷重の設定.....	7-869
表 7.6.2	採用する各発電機の面積当たり重量（燃料を含む）	7-869
表 7.6.3	NSCP における設計床荷重の一覧.....	7-870
表 7.6.4	NSCP における設計屋根荷重の一覧.....	7-871
表 7.6.5	NSCP における簡易法による風圧算定マトリックス	7-872
表 7.6.6	風荷重の算出に掛かる補正係数.....	7-872
表 7.6.7	静的解析による地震力算定に関する係数設定（1/2）	7-874
表 7.6.8	静的解析による地震力算定に関する係数設定（2/2）	7-875
表 7.6.9	埋め戻し地盤の土質定数.....	7-878
表 7.6.10	給水圧の水頭換算.....	7-883
表 7.6.11	口径毎の直管による水頭損失.....	7-883
表 7.6.12	口径毎の水頭余裕算出.....	7-884
表 7.6.13	各施設の換気・空調設備の設置方針.....	7-885

表 7.6.14	MCGS 発電機棟の換気設備	7-886
表 7.6.15	MCGS 発電機棟の換気設備	7-888
表 7.6.16	用途別の必要照度	7-891
表 7.6.17	照明タイプ別の光束目安	7-892
表 7.6.18	発電機棟の照明器具個数の目安.....	7-892
表 8.2.1	現況河道の分派特性	8-2
表 8.2.2	実験により設定された MCGS ゲート諸元	8-2
表 8.2.3	計画河道の分派特性	8-3
表 8.2.4	施工ステップ	8-3
表 8.2.5	水位及び流況	8-4
表 9.1.1	アンケート調査実施機関（LGUs）	9-4
表 9.1.2	FMC 実施状況	9-14
表 9.1.3	ウェブサイトコンテンツの概要.....	9-18
表 9.1.4	各種情報提供・PR による事業への理解の醸成.....	9-19
表 9.1.5	洪水被害軽減に向けた情報提供.....	9-20
表 9.1.6	関係機関の合意形成	9-20
表 9.1.7	洪水被害軽減のための人材育成.....	9-20
表 9.1.8	各活動の実施スケジュール	9-21
表 9.1.9	各活動の概算費用（5年間）	9-22
表 9.2.1	Sto. Nino 地点の H-Q（2014年）	9-25
表 9.2.2	Rosario 堰及び NHCS のゲート操作規則.....	9-26
表 9.2.3	Rosario 堰の流量によるゲート操作規則	9-30
表 9.2.4	Sto. Nino 地点の H-Q（フェーズ IV 完了後）	9-33
表 9.2.5	MCGS 及び Rosario 堰操作規則（案）（計画洪水流量まで）	9-35
表 9.2.6	2 基の逆流防止水門の基本操作規則（案）	9-36
表 9.2.7	超過洪水時における操作方法の比較検討結果.....	9-37
表 9.2.8	NHCS の基本操作規則（案）	9-42
表 9.2.9	Rosari 堰、MCGS、及び NHCS の操作手順の考え方.....	9-43
表 9.2.10	逆流防止水門の操作手順の考え方.....	9-48
表 9.3.1	巡視・点検の種類	9-55
表 9.3.2	土木・建築構造物の巡視・点検.....	9-57
表 9.3.3	機械設備の点検項目	9-59
表 9.3.4	電気設備の点検項目	9-61
表 9.3.5	通信設備の点検項目	9-62
表 9.3.6	土木・建築構造物の大規模修繕サイクル.....	9-64
表 9.3.7	機械設備の取替・更新サイクル.....	9-65
表 9.3.8	電気通信施設の更新サイクル.....	9-67
表 9.3.9	中長期的な保守管理資金計画.....	9-70
表 9.3.10	事業実施・管理責任者（案）	9-76

表 9.3.11	MMDA-FCSMO の年間予算（2019 年度）	9-78
表 9.3.12	MMDA-FCSMO-EFCOS に新たに必要となる人員（事務職及び技術職）	9-81
表 9.4.1	LGUs への事業説明活動等	9-83
表 9.4.2	MMDA への事業説明活動等	9-83
表 9.4.3	LLDA への事業説明活動等	9-84
表 10.1.1	試料採取タイプと位置一覧表	10-3
表 10.1.2	測定項目と適用される分析方法	10-9
表 10.1.3	TCLP 試験の検査結果	10-10
表 10.1.4	Elutriate 試験の検査結果	10-11
表 10.1.5	水質試験の検査結果	10-12
表 10.1.6	DENR の水質基準	10-13
表 10.1.7	粒度分布試験（PSD）結果	10-13
表 10.1.8	環境社会ベースライン概況（土砂処分候補地）	10-17
表 10.1.9	環境社会ベースライン概況（Cainta 水門）	10-18
表 10.1.10	環境管理計画（EMP）案（土砂処分候補地および Cainta 水門）	10-18
表 10.1.11	樹木インベントリー調査結果（Marikina 本川沿い）	10-25
表 10.1.12	非樹木インベントリー調査結果（Marikina 本川沿い）	10-27
表 10.1.13	樹木インベントリー調査結果（Cainta 水門・Taytay 樋門工事事部）	10-28
表 10.1.14	非樹木インベントリー調査結果（Cainta 水門・Taytay 樋門工事事部）	10-29
表 10.2.1	放水路内非正規居住者の移転費用	10-33
表 10.2.2	Quezon 市管轄内 Marikina 川沿い ISFs の状況	10-34
表 10.2.3	DPWH および NHA 間のフェーズ IV 事業実施分掌（案）	10-40
表 10.2.4	移転事業計画のための基本条件	10-41
表 10.2.5	DPWH-NHA 合同ワークショップによるマンガハン放水路内非正規住民移転事業必要予算（NHA 実施事業）	10-41
表 10.2.6	Pasig 市によるマンガハン放水路内右岸側非正規居住者の中間選挙前までの移転計画	10-42
表 10.2.7	DPWH および LRA 間覚書による土地登記データ購入費	10-45
表 10.2.8	Parcellary Survey で実施すべき作業・調査	10-45
表 11.2.1	準拠基準一覧表	11-1
表 11.3.1	堤体材料の評価（参考）	11-3
表 11.3.2	盛土高さに対する余盛	11-3
表 11.3.3	計画高水流量と堤防余裕高	11-3
表 11.3.4	粒度特性	11-4
表 11.3.5	ブロック積み擁壁の寸法	11-7
表 11.3.6	フトン籠の構造仕様	11-19
表 11.3.7	用途別流出係数の標準値	11-22
表 11.3.8	降雨ごとの係数値	11-23
表 11.3.9	流達時間算出のための計算式	11-24
表 11.3.10	Horton の粗度値	11-24

表 11.3.11	粗度係数	11-24
表 11.3.12	樋管の構造形式とその特徴.....	11-25
表 11.3.13	継手形式とその特徴	11-27
表 11.3.14	樋管の内り高	11-27
表 11.3.15	函体の横方向の設計に考慮する荷重の種類.....	11-32
表 11.3.16	函体の縦方向の設計に考慮する荷重の種類.....	11-32
表 11.3.17	函体の縦方向の設計に考慮する荷重の種類.....	11-37
表 11.3.18	異型コンクリートブロックの係数 α および β の値.....	11-42
表 11.3.19	水位条件一覧	11-43
表 11.3.20	水叩きの安定計算のための荷重条件.....	11-46
表 11.4.1	単位重量	11-49
表 11.4.2	上載荷重	11-51
表 11.4.3	土圧作用面の壁面摩擦角	11-54
表 11.4.4	胸壁・翼壁に作用する土圧の区分.....	11-54
表 11.4.5	基準風速 200 km/s における風荷重の割り増し	11-59
表 11.4.6	許容応力の割増し	11-61
表 11.5.1	土圧作用面の壁面摩擦角	11-63
表 11.5.2	基礎の形状係数	11-65
表 11.5.3	周面摩擦力度	11-67
表 11.5.4	安全率	11-67
表 11.5.5	場所打ち杭の極限支持力度.....	11-69
表 11.5.6	杭の許容変位量	11-70
表 11.6.1	土の単位重量	11-71
表 11.6.2	E_o と α	11-72
表 11.6.3	透水係数（クレーガの表）	11-73
表 11.6.4	鋼矢板擁壁の断面二次モーメントおよび断面係数の有効率.....	11-74
表 11.6.5	各種鋼矢板の諸元	11-74
表 11.6.6	H形鋼付鋼矢板の材料特性.....	11-75
表 11.6.7	鋼矢板の強度	11-75
表 11.6.8	コンクリートの標準仕様基準.....	11-76
表 11.6.9	鉄筋の諸元	11-76
表 11.6.10	許容応力度(N/mm^2)	11-77
表 11.6.11	鉄筋コンクリート部材の許容応力度.....	11-77
表 11.6.12	鉄筋コンクリート部材、コンクリートクラス A の許容応力度	11-78
表 11.6.13	鉄筋の許容応力度（1）	11-78
表 11.6.14	鉄筋の許容応力度（2）	11-78
表 11.6.15	構造用鋼材の許容応力度	11-80
表 11.6.16	構造用鋼材の物性値一覧表.....	11-80
表 11.6.17	最小コンクリートかぶり	11-80

表 11.6.18	鉄筋のフック	11-83
表 11.6.19	配筋要領 5 パターン	11-84
表 11.6.20	鉄筋径と部位ごとの芯かぶり一覧	11-84
表 11.7.1	土質定数の低減係数 D_E	11-93
表 11.7.2	最大表面加速度の地域係数 (F_{pga})	11-93
表 11.7.3	構造物直下の地盤ごとの液状化判定地震動と設計水平震度の設定方法	11-94
表 11.8.1	液状化対策方法の特徴と留意点(①液状化の発生そのものを防止する対策).....	11-95
表 11.8.2	液状化対策方法の特徴と留意点(②液状化の発生は許すが、施設の被害を軽減する対策).....	11-97
表 11.8.3	堤防天端の沈下量（上限値）と地震時安全率の関係	11-99
表 11.9.1	参考図書一覧	11-106
表 11.9.2	耐震性能	11-106
表 11.9.3	基準ごとの地震外力の比較	11-107
表 11.9.4	耐震性能と限界状態	11-114
表 11.9.5	各部材の限界状態	11-114
表 11.9.6	基準ごとの耐震性能照査方法の比較	11-115
表 11.9.7	地盤種別	11-118
表 11.9.8	曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係 数	11-122
表 11.9.9	等価重量算出係数 C_p	11-122
表 12.1.1	変換係数	12-1
表 12.1.2	変換係数（その 2）	12-1
表 12.1.3	経済的費用の支払いスケジュール	12-1
表 12.1.4	維持管理費及び更新費用	12-2
表 12.1.5	対象降雨条件	12-4
表 12.1.6	河川流モデルの条件	12-4
表 12.1.7	河道横断データ	12-5
表 12.1.8	粗度係数	12-5
表 12.1.9	河川施設	12-5
表 12.1.10	氾濫解析モデル（MIKE 21）概要	12-6
表 12.1.11	氾濫原粗度	12-8
表 12.1.12	氾濫解析ケース（フェーズ IV 事業）	12-9
表 12.1.13	確率規模別・浸水深別の浸水面積（W/o Project）	12-9
表 12.1.14	確率規模別・浸水深別の浸水面積（W/ Project）	12-9
表 12.1.15	調査対象地域における市・町ごとの家屋及び世帯数	12-9
表 12.1.16	調査対象地域における企業数(2014)	12-11
表 12.1.17	調査対象地域のユニットあたりの資産価値	12-12
表 12.1.18	浸水深別被害率	12-12
表 12.1.19	浸水深別の営業停止・停滞日数	12-13
表 12.1.20	被害額算定方法	12-13

表 12.1.21	総被害額（W/o Project）	12-13
表 12.1.22	総被害額（W/ Project）	12-14
表 12.1.23	年平均被害軽減期待額（フェーズ IV）	12-14
表 12.1.24	氾濫計算条件	12-14
表 12.1.25	浸水深別浸水面積	12-15
表 12.1.26	浸水域内資産の算定条件	12-15
表 12.1.27	浸水区域内 3 市町・13 バランガイの人口と人口密度及び世帯数	12-16
表 12.1.28	確率規模別の一般資産被害額	12-16
表 12.1.29	総被害額（W/o Project）	12-16
表 12.1.30	年平均被害軽減期待額（Cainta・Taytay 水門）	12-17
表 12.1.31	経済分析結果（フェーズ IV）	12-17
表 12.1.32	マリキナダム事業評価の条件	12-18
表 12.1.33	H-V 曲線	12-19
表 12.1.34	総被害額（W/o Project）	12-23
表 12.1.35	総被害額（W/ Project）	12-23
表 12.1.36	年平均被害軽減期待額（マリキナダム）	12-24
表 12.1.37	経済分析結果（マリキナダム）	12-24
表 12.1.38	経済分析結果の比較	12-25

略語表

1952MP	Formulation of Flood Control Plan in Pasig-Marikina River Basin	1952年作成 最初のパッシング・マリキナ川洪水対策計画
1975FS/DD	FS Study and Detailed Design for Manggahan Floodway	1975年実施 マンガハン放水路フィージビリティ調査及び詳細設計
2002DD	Detailed Engineering Design of PMRCIP	パッシング・マリキナ川河川改修事業フェーズIで2002年に実施された詳細設計
2013III-DD	Detailed Design Study for the Pasig-Marikina River Channel Improvement Project (Phase III)	フェーズIII 詳細設計報告書
2015IV&V-FS	Feasibility Study on PMRCIP for Phase IV and V	フェーズIII内で実施したDPWHのフェーズIV区間フィージビリティ調査(2015年)
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials	米国全州道路交通運輸行政官協会
ABC	Approved Budget for the Contract	発注者予定価格
ACEL	Association of Carriers and Equipment Lessors	フィリピン建設機材賃貸協会
ACI	American Concrete Institute	米国コンクリート工学協会
ADB	Asian Development Bank	アジア開発銀行
AiIB	Asian Infrastructure Investment Bank	アジアインフラ投資銀行
ASD	Allowable Stress Method	許容応力度設計法
ASDSS	Alloy-Saving Duplex Stainless Steel	省合金二相ステンレス鋼
ASTM	American Society for Testing and Materials	米国試験材料協会
BAC	Bids and Awards Committee	入札管理委員会
BC	Box Culvert	ボックスカルバート
B/C	Benefit-Cost Ratio	費用対効果
BDS	Bid Data Sheet	入札データシート
BM	Bench Mark	水準点
BOD	Bureau of Design	(DPWH内) 設計局
BOD	Biochemical Oxygen Demand	生物化学的酸素要求量
BOQ	Bill of Quantities	工種別数量単価表
BQ Item	Item of Bill of Quantities	支払い項目
Brgy.	Barangay	バラングアイ (フィリピンの最小行政単位)
BRS	Bureau Research Standards	(DPWH内) 調査及び規格承認局
BSDS	Bridge Seismic Design Specifications	橋梁耐震指針
CAAP	Civil Aviation Authority of the Philippines	フィリピン民間航空局
CRID	Casing Ring bit Inner Drilling Down Hole Hammer	CRID 工法
CTIE	CTI Engineering Co., Ltd.	株式会社建設技術研究所
CTII	CTI Engineering International Co., Ltd.	株式会社建設技研インターナショナル
DAO	DENR Administrative Order	環境天然資源省 省令
DD	Detailed Design	詳細設計
DENR	Department of Environment and Natural Resources	フィリピン環境・天然資源省

DFL	Design Flood Level	計画高水位
DHWL	Design High Water Level	
DFR	Draft Final Report	ドラフト・ファイナル・レポート
DGCS	Design Guidelines, Criteria & Standards Volume 3: 'Water Engineering Projects'	DPWH 設計ガイドライン及び基準
DHH	Down-the-Hole-Hammer	ダウンザホールハンマー
DND	Department of National Defense	国防省
DO	Department Order	省令
DO	Dissolved Oxygen	溶存酸素
D.O.77	Department Order 77	公共事業道路省省令 No.77
DOF	Department of Finance	フィリピン財務省
DOST-ASTI	Advanced Science and Technology Institute of the Department of Science and Technology	科学技術省先端科学技術研究所
DPWH	Department of Public Works and Highways	フィリピン公共事業道路省
DUPA	Detailed Unit Price Analysis	単価詳細分析
EAM	Equivalent Area Method	平均断面積法
ECC	Environment Compliance Certificate	環境適合証明
EDC	Estimated Direct Cost	直接工事費
EFCOS	Effective Flood Control Operating System	パッシング川予警報システム（MMDA 内組織）
EIA	Environmental Impact Assessment	環境影響評価
EIRR	Economic Internal Rate of Return	経済的内部収益率
EIS	Environmental Impact Statement	環境影響報告書
EL	Elevation	標高
ELRD	Environmental Laboratory and Research Division	LLDA の環境試験調査部
EMP	Environmental Management Plan	環境管理計画
EMoP	Environmental Monitoring Plan	環境モニタリング計画
EPA	Environmental Protection Area	環境保護地区
ESSD	Environmental Social Safeguards Division	（DPWH 内）環境社会セーフガード部
F/C	Foreign Currency	外貨
FCIC	Flood Control Information Center	（MMDA 内）洪水情報センター
FCMC	Flood Control Management Cluster	（DPWH-UPMO 内）治水管理部
FCSMO	Flood Control and Sewerage Management Office	（MMDA 内）治水・下水道管理室
FPM	Flood Plain Management	氾濫原管理
FMC	Flood Mitigation Committee	流域洪水対策委員会
FMB	Forest Management Bureau of DENR	（環境天然資源省）森林管理局
FP	Flamework Plan	フレームワークプラン
FRIMP-CTI	Flood Risk Management Project for. Cagayan, Tagaloan and Imus Rivers	JICA 円借款事業：洪水リスク管理事 業（カガヤン川、タゴロアン川、イム ス川）
FR	Final Report	詳細設計業務実施報告書
FS	Feasibility Study	事業化調査
FVR	Fidel Valdez Ramos	ラモス大統領のイニシャル（道路名）

GC	General Conditions	一般契約条件書
GIS	Geographical Information System	地理情報システム
GOP	Government of the Philippines	フィリピン政府
GPS	Global Positioning System	全地球測位システム
HCDRD	Housing, Community Development and Resettlement Department	ケソン市住宅・コミュニティ開発及び移転部
HEC-RAS	Hydrologic Engineering Center's (CEIWR-HEC) River Analysis System	河道水位・水理検討ソフト
ICB	International Competitive Bidding	国際競争入札
ICC	Investment Coordination Committee	投資調整委員会(NEDA 内)
ICP	Information Campaign and Publicity	広報活動
IR	Inception Report	インセプション・レポート
IEE	Initial Environmental Evaluation	初期環境影響評価
IFB	Invitation for Bids	入札招聘状
ISF	Informal Settler Family	非正規居住世帯
ITB	Instructions to Bidders	入札説明書
JBIC	Japan Bank for International Cooperation	旧国際協力銀行
JICA	Japan International Cooperation Agency	独立行政法人国際協力機構
JICA1990MP	The Study on Flood Control and Drainage Project in Metro Manila	1990年策定マニラ洪水対策計画調査
JICA2011 準備調査	The Preparatory Study for Pasig-Marikina River Channel Improvement Project (Phase III)	パッシング・マリキナ川河川改修事業（Ⅲ）準備調査
JICA2014 調査	Data Collection Survey on Flood Management Plan in Metro Manila	マニラ首都圏治水計画情報収集・確認調査
JIS	Japanese Industrial Standards	日本工業規格
JPY	Japanese Yen	日本円（通貨単位）
JS	Junction Side	本川側
JV	Joint Venture	共同企業体
JWA	Japan Water Agency	独立行政法人水資源機構
KOIKA	Korea International Cooperation Agency	韓国国際協力事業団
LA	Loan Agreement	借款契約
LARRIPP	Land Acquisition, Resettlement, Rehabilitation and Indigenous Peoples' Policy	土地取得・住民移転・復旧と先住民に対する方針
L/C	Local Currency	内貨
LCC	Life Cycle Cost	ライフサイクルコスト
LGU	Local Government Unit	関連地方自治体
LiDAR	Laser Imaging Detection and Ranging	レーザー画像検出と測距
LLDA	Laguna Lake Development Authority	ラグナ湖開発公社
LRA	Land Registration Authority	土地管理局
LRFD	Load and Resistance Factor Design	荷重抵抗係数法
LRT	Light Rail Transit	軽量高架鉄道
MCCB	Molded Case Circuit Breaker; MCCB	配線用遮断器（ノーヒューズブレーカー）
MCGS	Manggahan Control Gate Structure	マンガハン分流堰
MCM	million cubic meters	百万立米

MDF/IDF	Main Distributing Frame / Intermediate Distribution Frame	端子盤
MHHW	Mean Higher High Water Level	平均高高潮位
MHWL	Mean High Water Level	（ラグナ湖）平均最高水位
MLIT	Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan	（日本国）国土交通省
MLLWL	Mean Lower Low Water Level	平均低低潮
MLWL	Mean Low Water Level	（ラグナ湖）平均最低水位
MMDA	Metro Manila Development Authority	マニラ首都圏開発庁
MOA	Memorandum of Agreement	覚書
MP	Master Plan	マスタープラン
MRB	Medium Rise Building	中層（移転用）住宅
MSL	Mean Sea Level	平均潮位
MSHHWL	Mean Spring Higher High Water Level	大潮平均高潮位
MSHWL	Mean Spring High Water Level	大潮平均潮位
MWCI	Manila Water Company, Inc.	マニラウォーター社
NCR	National Capital Region	（DPWH内）マニラ首都圏局
NBCP	National Building Code of the Philippines	フィリピン国家構造物コード
NEDA	National Economic and Development Authority	フィリピン国家経済開発庁
NETIS	New Technology Information System	新技術情報提供システム
NGO	Non-Governmental Organization	非政府組織
NHA	National Housing Authority	フィリピン国家住宅庁
NHCS	Napindan Hydraulic Control Structure	ナピンダン水門
NK	Nippon Koei Co., Ltd.	日本工営株式会社
NPV	Net Present Value	正味現在価値
NSCP	National Structural Code of the Philippines	フィリピン国家構造物基準
OC	Open Channel	開水路
OCD	Office of Civil Defense	フィリピン市民防衛局
OCM	Overhead, Contingencies and Miscellaneous	一般管理費（Overhead Expenses）、予備費（Contingencies）及び雑費（Miscellaneous）
ODA	Official Development Assistance	政府開発援助
OEFC	Overseas Economic Cooperation Fund of Japan	海外経済協力基金
OJT	On-the-Job Training	オン・ザ・ジョブトレーニング
OPP	orthophenyl phenol	有機リン系農薬
PAF	Project Affected Family	被影響世帯
PAGASA	Philippine Atmospheric, Geophysical & Astronomical Services Administration	フィリピン気象天文庁
PAP	Project Affected Person	被影響住民
PC	Particular Conditions	特別契約条件書
PC	Personal Computer	パソコン
PC	Prestressed Concrete	プレストレスト コンクリート
PCB	Polychlorinated Biphenyl	ポリ塩化ビフェニル

PD	Presidential Decree	（マルコス大統領時代の）大統領令
PDB	Power Distribution Box	分電盤
PLC	Programmable Logic Controller	プログラマブルコントローラ
PMC	Price Monitoring Committee	物価モニタリング委員会
PR	Public Relations	宣伝広告活動
PVC	Poly Vinyl Chloride	ポリ塩化ビニル
PHIVOLCS	Philippine Institute for Volcanology and Seismology	フィリピン火山地震研究所
PHP	Philippine Peso	フィリピンペソ（通貨単位）
PIA	Public Information Agency	フィリピン情報局
PMO	Project Management Office	（DPWH 内）事業管理局
PMRCIP	Pasig-Marikina River Channel Improvement Project	パッシング・マリキナ川河川改修事業
PNS	Philippine National Standard	フィリピン国家規格
POW	Program of Works	事業計画
PRRC	Pasig River Rehabilitation Commission	パッシング川再生委員会
PSD	Particle Size Distributions	河川底質試料の粒度分布試験
RA	Republic Act	共和国法
RAP	Resettlement Action Plan	住民移転計画
RAM	River Area Management	河川区域管理
RCP	Reinforced Concrete Pipe	コンクリート管
RD	Record of Discussion	協議議事録
ROW	Right of Way	事業用地
SAPROF	Special Assistance for Project Formation	案件形成促進調査
SDGs	Sustainable Development Goal	持続可能な開発目標
SEA	Strategic Environmental Assessment	戦略的環境アセスメント
SNS	Social Networking Service	ソーシャル・ネットワーキング・サービス
SP	Steel Pipe	鉄管
SPSP	Steel Pipe Sheet Pile	鋼管矢板
SSP	Steel Sheet Pile	鋼矢板
STA. Sta.	Station	距離標
STEP	Special Terms for Economic Partnership	本邦技術活用条件
STP	Sewerage Treatment Plant	下水処理場
SUS	Steel Special Use Stainless	JIS ステンレス鋼材に使用される記号
SYW	Weldable hot rolled steel sheet piles	JIS A 5523 にて規定された溶接用熱間 圧延鋼矢板の呼称
TCLP	Toxicity Characteristic Leaching Procedure	米国の土壌溶出分析
TDS	Total Dissolved Solids	全蒸発残留物
TSP	Total Suspended Particles	全浮遊粒子状物質
TTS	Telegraphic Transfer Selling	月中平均
TWG	Technical Working Group	技術作業分科会
UNDP	United Nations Development Programme	国際連合開発計画
UPAO	The Urban Poor Affairs Office	都市貧困対策部

UPMO	Unified Project Management Office	(DPWH 内) 統合事業管理局
USACE	United States Army Corps of Engineers	アメリカ陸軍工兵隊
USAID	United States Agency for International Development	アメリカ合衆国国際開発庁
USEPA	United States Environmental Protection Agency	アメリカ合衆国環境保護庁
VAT	Value Added Tax	付加価値税
WB	World Bank	世界銀行（世銀）
WB2012MP	Master Plan for Flood Management in Metro Manila and Surrounding Areas	世銀調査：メトロマニラ及びその周辺地域洪水管理マスタープラン（2012年）
WB2018 UMD FS	Feasibility Study and Preparation of Detailed Engineering Design of the Proposed Upper Marikina Dam	世銀調査：マリキナダムフィージビリティ調査及び詳細設計
WC	Water Code	水法
WJ	Water Jet	ウォータージェット
WS	Workshop	ワークショップ

計量単位

mm	: millimeter
cm	: centimeter
m	: meter
km	: kilometer
g, gr	: gram
kg	: kilogram
t, ton	: metric ton
m ²	: square meter
ha, has	: hectare, hectares
km ²	: square kilometer
l, lt., ltr	: liter
m ³	: cubic meter
s, sec	: second
m, min.	: minute
h, hr	: hour
y, yr	: year
MW	: megawatt
mm/hr	: millimeter per hour
m/s	: meter per second
km/hr	: kilometer per hour
mg/l	: milligram per liter
m ³ /s	: cubic meter per second
m ³ /s/km ²	: cubic meter per second per square kilometer
%	: percent
ppm	: parts per million
x x	: symbol of multiplication (times)
≤, ≥	: inequality sign (e.g. A≤B means that value A is less than or equal to value B.)
<, >	: inequality sign (e.g. A<B means that value A is less than value B.)
Y, Y, JPY	: Japanese Yen
P, P, PHP	: Philippine Peso
\$: US Dollar

第7章 河川構造物設計の基本的検討及び詳細設計

7.1 河道（堤防・堤防護岸・低水護岸）の詳細設計

7.1.1 河道（堤防・堤防護岸・低水護岸）の詳細設計結果概要

河道の法線（中心線）は、現況河道の中心線とすることを基本としつつ、河川沿いの土地利用状況、自治体等との協議結果を踏まえ、中心線の左右岸側への位置を調整し、直線及び円弧で構成される線形とした。

河道断面の基本構成は、平常時の水路である低水路、洪水時の水路となる高水敷と堤防、パラペット壁による余裕高部分、とした。

低水路は自立式鋼矢板により低水護岸を構築し、低水護岸（鋼矢板）の法線は河道の法線（中心線）に平行とした。また、構造計算に基づく護岸の安定性確保のため、必要に応じて前面に捨石工を設けた。堤防断面は、地形及び用地取得の制限から、堤内側を法勾配 1 : 0.5 のコンクリート傾斜壁護岸、堤外側を法勾配 1 : 0.5 のブロック積み擁壁とした。一部区間においては逆 T 型コンクリート擁壁による特殊堤防とした。計画高水位より高い余裕高部分のパラペット壁は、コンクリート直立壁とした。

各構造物の形状、寸法、配筋は、安定計算及び構造計算の結果に基づき決定した。

以下、安定計算結果、構造計算結果について、詳述する。

7.1.2 鋼矢板護岸の詳細設計

7.1.2.1 護岸設計区間

マリキナ川における自立式鋼矢板の設計区間は、現地調査、プロジェクト事業費及び DPWH など関連機関との協議等により、総合的に判断し決定した。最終的な鋼矢板設置区間およびブロックを表 7.1.1 に示す。

表 7.1.1 マリキナ川の鋼矢板護岸最終区間

Left Bank				Right Bank					
Block	Sta		Length (m)	Block	Sta		Length (m)		
L-1	6+035.3	-	6+080	42.80	R-1	5+423	-	5+540	120.61
L-2	6+080	-	6+362.8	266.29	R-2	5+540	-	5+581.25	49.58
L-3	6+753	-	6+800	61.44	R-3	5+624	-	5+720	125.58
L-4	6+800	-	7+180	409.61	R-4	5+720	-	5+905.80	201.47
L-5	7+180	-	7+480	302.83	R-5	6+035.3	-	6+080	44.51
L-6	7+480	-	7+820	359.77	R-6	6+080	-	6+280	211.53
L-7	7+820	-	7+940	120.00	R-7	6+280	-	6+420	140.28
L-8	7+940	-	8+120	180.00	R-8	6+420	-	6+920	437.46
L-9	8+120	-	8+300	180.11	R-9	6+920	-	7+220	295.15
L-10	8+300	-	8+600	293.86	R-10	7+220	-	7+620	387.86
L-11	8+600	-	8+835	211.24	R-11	7+620	-	7+900	272.03
L-12	9+205	-	9+320	107.58	R-12	7+900	-	8+240	340.06
L-13	9+320	-	9+560	230.49	R-13	8+240	-	8+500	260.19
L-14	9+560	-	9+800	267.21	R-14	8+500	-	8+620	124.41
L-15	9+800	-	9+900	100.98	R-15	8+620	-	8+940	340.55
L-16	9+900	-	10+020	120.99	R-16	8+940	-	9+000	65.45
L-17	10+020	-	10+360	332.08	R-17	9+000	-	9+200	217.04
L-18	10+360	-	10+520	160.22	R-18	9+200	-	9+380	196.62
L-19	10+520	-	10+580	60.10	R-19	9+380	-	9+700	300.75
L-20	10+580	-	10+640	60.00	R-20	9+700	-	9+900	182.87
L-21	10+640	-	10+760	86.91	R-21	9+900	-	10+380	493.71
L-22	10+760	-	11+040	230.40	R-22	10+380	-	10+520	140.72
L-23	11+040	-	11+180	140.19	R-23	10+520	-	10+540	20.67
L-24	11+180	-	11+460	282.50	R-24	10+540	-	10+660	122.88
L-25	11+460	-	11+640	182.49	R-25	10+660	-	10+760	125.77
L-26	11+640	-	11+800	164.63	R-26	10+760	-	10+820	79.86
L-27	11+800	-	12+040	266.26	R-27	10+820	-	10+980	205.01
L-28	12+040	-	12+280	260.87	R-28	10+980	-	11+200	220.61
L-29	12+280	-	12+520	249.09	R-29	11+200	-	11+360	160.68
L-30	12+520	-	12+820	304.65	R-30	11+360	-	11+700	328.31
L-31	12+820	-	13+000	179.78	R-31	11+700	-	11+980	214.88
L-32	13+000	-	13+320	322.81	R-32	11+980	-	12+000	16.30
L-33	13+320	-	13+360	31.22	R-33	12+000	-	12+240	198.95
					R-34	12+240	-	12+520	265.59
					R-35	12+520	-	12+540	18.97
					R-36	12+540	-	12+660	116.78
					R-37	12+660	-	12+740	80.13
					R-38	12+740	-	12+980	240.44
					R-39	12+980	-	13+100	120.17
					R-40	13+100	-	13+220	118.37
					R-41	13+220	-	13+375	146.11

出典：調査団

7.1.2.2 設計基準等

鋼矢板護岸の設計は主に以下の資料に準拠して、設計を行う。

表 7.1.2 鋼矢板護岸設計に用いる設計基準

No.	図書・指針	監修	発行国
1	災害復旧工事の設計要領	社団法人全国防災協会	日本
2	鋼矢板護岸設計指針	建設省関東地方整備局	日本
3	鋼矢板 -設計から施工まで-	新日鐵住金株式会社	日本
4	鋼矢板 Q and A	鋼管杭・鋼矢板技術協会	日本
5	改定解説・河川管理施設等構造令	社団法人日本河川協会	日本
6	建設省河川砂防技術基準(案) 同解説設計編[I]	建設省河川局監修社団法人日本河川協会	日本
7	道路土工擁壁工指針	社団法人日本道路協会	日本
8	道路橋示方書・動解説 (I 共通編、IV 下部構造編)	社団法人日本道路協会	日本
9	杭基礎設計便覧	社団法人日本道路協会	日本
10	コンクリート標準示方書【設計編】	社団法人土木学会	日本
11	河川構造物設計の手引き (案)	建設省関東地方整備局	日本
12	土木構造物設計マニュアルに係る設計・施工の手引き (樋門編)	国土交通省	
13	National Structural Code of the Philippines VOL.II (NSCP)		Philippine

出典：調査団

設計手法の詳細については、第 11 章 設計基準 11.3.4.1 鋼矢板護岸に記載する。

7.1.2.3 設計条件

(1) 設計条件一覧

鋼矢板護岸の設計条件は、次表に示すとおりである。

表 7.1.3 鋼矢板護岸設計条件

項目		設計条件		
土質条件	地盤	- 「適用する地質条件」参照のこと		
	背面土	土質	緩い砂質土（土質試験未完了のため、埋戻土の土質を考慮）	
		単位体積重量 (湿潤状態)	19 kN/m ³	
		N値	15	
		内部摩擦角φ	$\phi = 15 + \sqrt{15N} = 30$	
	粘着力C	C=0		
鋼矢板	鋼種	SYW295		
	許容曲げ応力度	常時：180 N/mm ² / 地震時：270 N/mm ²		
	許容変位量	常時：50mm / 地震時：75mm		
	断面性能の有効率	ハット型 (ハットH)	断面二次モーメント	100%
			断面係数	100%
		U型	断面二次モーメント	80%
			断面係数	100%
ヤング係数	2.0×10 ⁵ N/mm ²			
腐食代	前背面1mm (合計2mm)			
水位条件	[背面水位] 背面地盤標高 ≥ 上部コンクリート工天端標高 背面水位：上部コンクリート天端標高 背面地盤標高 < 上部コンクリート工天端標高			

項目	設計条件
	背面水位：背面地盤標高 [前面水位] 平常時：低水時水位 地震時：平水時水位
設計水平震度	k=0.20（空中、水中共）
上載荷重	自動車荷重：常時：10 kN/m ² 、地震時：5 kN/m ² 歩行者荷重：常時：5 kN/m ² 、地震時：0 kN/m ²

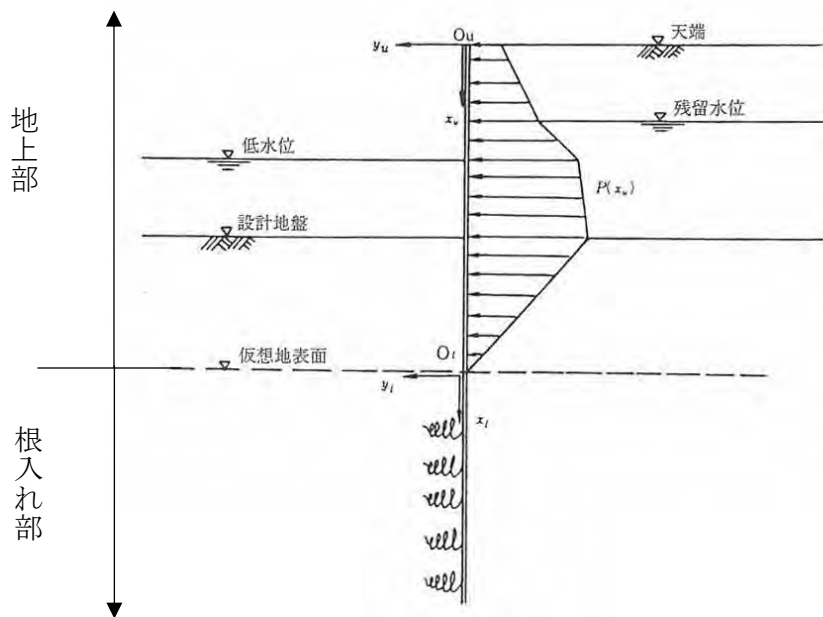
出典：調査団

(2) 設計手法

鋼矢板は、仮想河床下の地盤により支持された自立式部材として設計する。

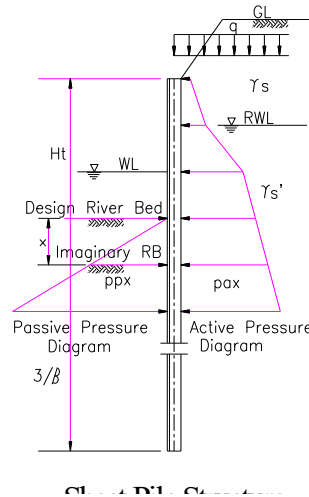
鋼矢板護岸は、根入地盤の横支持力と壁体の曲げ剛性によって土圧等の横荷重を支えるものである。対象とする外力は水平方向の土圧、水圧といった横荷重（水平荷重）であり、鉛直荷重ではないため、根入れは、摩擦杭、支持杭という考え方ではなく、横荷重に耐えうる根入れ（ $=3/\beta$ ）として計算する。

また、Chang の式では、図 7.1.1 に示すように鋼矢板壁を仮想地表面（主働土圧強度と残留水圧強度の和が受働土圧強度と等しくなる位置）を境として、上側（以下「地上部」という）と下側（以下「根入れ部」という）に分けた場合、根入れ部の地盤反力状態を変位量に対して線形であると仮定している。



出典： 災害復旧工事の設計要領 第3編 参考資料 第2章 設計資料 2-8 鋼矢板護岸

図 7.1.1 仮想地盤面の位置図



出典： 調査団

図 7.1.2 矢板構造物荷重図

1) 根入れ深さの計算

根入れした矢板の深さ l_d は、次式を使い算定する。

$$l_d = x + 3/\beta$$

ここに、

x = 受働土圧が主働土圧と一致する高さの設計河床よりの距離
 $= (K_H D / 4E_s I)^{0.25}$

K_H = 横方向地盤反力係数¹

$$K_H = K_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、

K_{H0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m^3) で、各種土質試験又は調査により求めた変形係数から推定する場合は、次式により求める。

$$K_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m) で、杭基礎の場合は $\sqrt{D/\beta}$

D : 荷重作用方向に直行する基礎の載荷幅(m)

$1/\beta$: 水平抵抗に関与する地盤の深さ (m) で、基礎の有効根入れ深さ以下とする。

B : 基礎の特性値 $\sqrt[4]{\frac{K_H D}{4EI}}(m-1)$

EI : 基礎の曲げ剛性($kN \cdot m^2$)

D = 考慮した矢板の幅

E_s = 矢板材料のヤング係数

I = 考慮した単位幅当りの矢板の断面二次モーメント最大モーメントと変位の計算式

¹ 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 P285

2) 最大モーメントの計算

鋼矢板の最大モーメントと変位に対する計算式（Chang の式）は、次の通りである。

$$M_{MAX} = M \cdot \phi_m$$

ここに、

M : 仮想河床での曲げモーメント

$$\phi_m = \frac{\sqrt{(1 + 2 \cdot \beta \cdot h_0)^2 + 1}}{2 \cdot \beta \cdot h_0} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \cdot \beta \cdot h_0}\right)$$

M_{MAX} : 最大曲げモーメント (kN・m) (t・m)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot B}{4 \cdot E \cdot I}} (m^{-1})$$

K_h : 横方向地盤反力係数 (kN/m³) (kg/cm³)

B : 単位計算幅 = 1.0m = 100cm

E : ヤング係数 = 2.0 × 10⁸ (kN/m²) = 2.1 × 10⁶ (kg/cm³)

I : 断面二次モーメント = (m⁴)

h_0 : 仮想河床と作用力間の距離 (m) (cm)

3) 変位量の計算

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

ここに、

δ : 鋼矢板天端の変位 (m) (cm)

δ_1 : 仮想河床面での変位 (m) (cm)

$$= \frac{(1 + \beta \cdot h_0) \cdot P}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3}$$

δ_2 : 仮想地表面でのたわみ角 θ (rad) × 仮想地表面から天端までの距離 (m) (cm)

$$= \frac{(1 + 2 + \beta \cdot h_0) \cdot P \cdot H}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2}$$

δ_3 : 片持ち梁としての変位量 (m) (cm)

$$= \frac{B \cdot H^3}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \sum (3 - \alpha_i) \cdot \alpha_i^2 \cdot P_i = \frac{B \cdot H^3}{E \cdot I} \cdot \sum q_i$$

H : 仮想河床から天端までの鋼矢板の高さ(m) (cm)

P : 全水平成分 (kN) (t)

α_i : 作用高さ と 壁高の比

q_i : 変形係数

(3) 荷重

鋼矢板護岸の設計では、以下の荷重を考慮する。

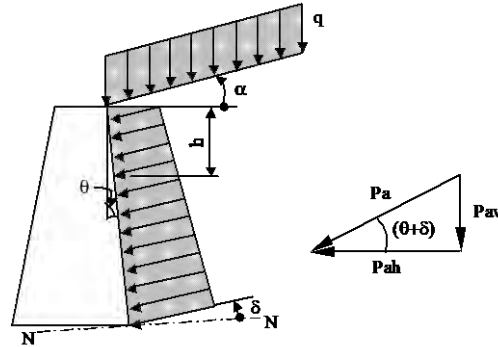
- ・ 土圧
- ・ 水圧
- ・ 地震荷重
- ・ 上載荷重
- ・ 傾斜壁からの荷重

1) 土圧

土圧については、主動土圧および受働土圧ともに、クーロン公式を適用して横方向土圧を算出する。常時、地震時における砂質土、粘性土の土圧の算出方法を以下に示す。

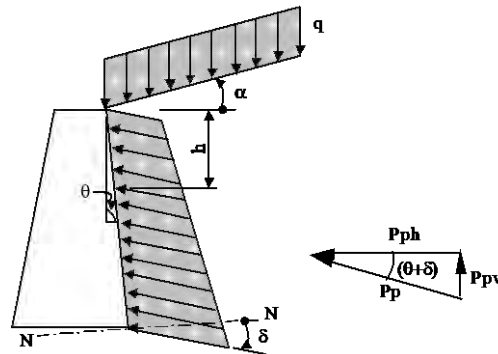
(a) 常時土圧

壁面に作用する土圧の模式図を以下に示す。



出典：調査団

図 7.1.3 主動土圧



出典：調査団

図 7.1.4 受働土圧

(i) 砂質土

$$P_a = K_a \gamma h + K_a q$$

$$P_p = K_p \gamma h + K_p q$$

(ii) 粘性土

$$P_a = K_a \gamma h - 2c \quad K_a + K_a q$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$P_p = K_p \gamma h + 2c \quad K_p + K_p q$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

変位しない壁面に作用する土圧は、次式で算定される。

$$P_s = K_s \gamma h + K_s q$$

ここに、

- Pa : 主働土圧 (kN/m²)
- Pp : 受働土圧 (kN/m²)
- Ps : 静止土圧 (kN/m²)
- γ : 土の単位体積重量(kN/m³)
- Ka : 主働土圧係数
- Kp : 受働土圧係数
- Ks : 静止土圧係数 (Ks = 0.5)
- h : 土圧力の作用点での土の深さ Pa, Pp と Ps (m)
- c : 粘着力 (kN/m²)
- q : 常時の上載荷重 (kN/m²)
- φ : 土のせん断抵抗角 (°)
- θ : 壁背面と鉛直面のなす角 (°)
- α : 地表面と水平面のなす角 (°)
- δ : 壁面摩擦角 (°)

(b) 地震時土圧

地震時の水平土圧は、地震係数を考慮したクーロン土圧公式に基づいた物部・岡部式により算出される。

$$P_{ea} = K_{ea} \gamma h - 2c \quad K_{ea} + K_{ea} q'$$

$$K_{ea} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_0 + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$P_{ep} = K_{ep} \gamma h - 2c \quad K_{ep} + K_{ep} q'$$

$$K_{ep} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 + \theta)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta - \theta_0 + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta - \theta_0 + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

ここに、

- K_{ea} : 主働土圧係数
- K_{ep} : 受働土圧係数
- q' : 地震時上載荷重 (kN/m²)
- θ₀ : 下式で表現される角 (°)
- K_v : 鉛直地震係数
- K_h : 水平地震係数

$$\tan \theta_0 = \frac{Kh}{1 - Kv}$$

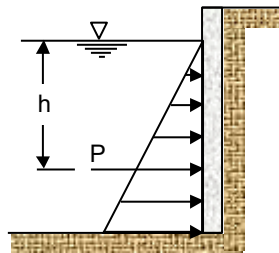
2) 水圧

水圧は、日常水位による川側からの静水圧（常時は低水位、地震時は平水位）および、地震時は動水圧を考慮する。また、常時に関しては、降雨発生後の地下水位が高い状況下で発生する陸側からの残留水圧を静水圧として考慮する。

(a) 静水圧

水中の構造物に作用する静水圧は、次式で算出される。

$$P = \gamma_w h$$



出典：調査団

図 7.1.5 構造物に作用する静水圧

ここに、

- P : 水深 h の地点における静水圧 (kN/m²)
- h : 水深(m)
- γ_w : 水の単位体積重量 (9.8 kN/m³)

(b) 動水圧

地震によって構造物に作用する動水圧は、以下のウェスターガードの公式により算出される。

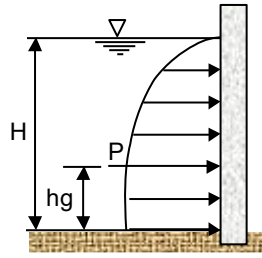
$$P_p = K_p \gamma_w h + K_p q$$

$$P = \frac{7}{12} Kh \gamma_w b H^2$$

$$hg = \frac{2}{5} H$$

ここに、

- P : 地震による動水圧 (kN)
- Kh : 水平地震係数
- γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
- b : 壁構造の幅 (m)
- H : 貯水深 (m)
- hg : 動水圧作用位置 (m)



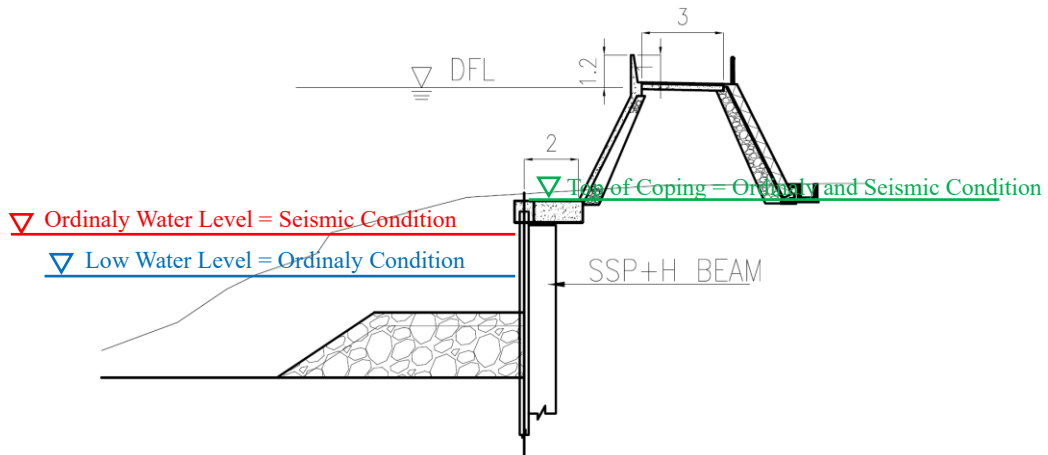
出典：調査団

図 7.1.6 壁面に作用する動水圧（ウェスターガード公式）

(c) 水位および残留水位

前面側の水位は、常時は低水位、地震時は平水位とする。

背面側の水位は、常時は残留地下水位を考慮するが、コーピング上部に斜壁等の洪水防御壁を設ける場合には、洪水防御壁下端に排水孔を設置することを考慮して、残留地下水位はコーピング上端標高とする。地震時の水位は、前面側の水位と同じ標高とすることも考えられるが、地質状況の不連続性を考慮し、フェーズ 2、3 で整備した区間と同様に、コーピング上端標高とする。



出典：調査団

図 7.1.7 設定水位

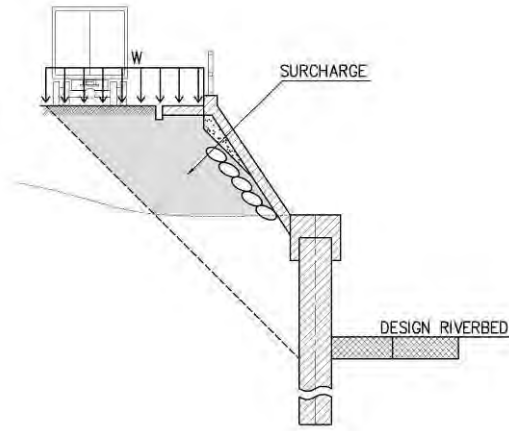
3) 地震荷重

地震荷重は、土圧の増加させることで考慮する。地震時の土圧係数は、クーロン式を修正した物部・岡部式（地震係数: $kh = 0.20$ ）を用いて算出する。

4) 上載荷重

上載荷重は、陸側の鋼矢板より高い位置で発生する活荷重である。車輛交通による荷重として、常時 10 kN/m^2 、地震時 5 kN/m^2 を考慮するが、車輛交通がなく、歩行者交通のみと想定される場所では、 5 kN/m^2 の上載荷重のみを適用する。

コーピング正面より高い位置に盛土や擁壁が設けられる場合は、それらの荷重を上載荷重に追加する（図 7.1.8 参照）。

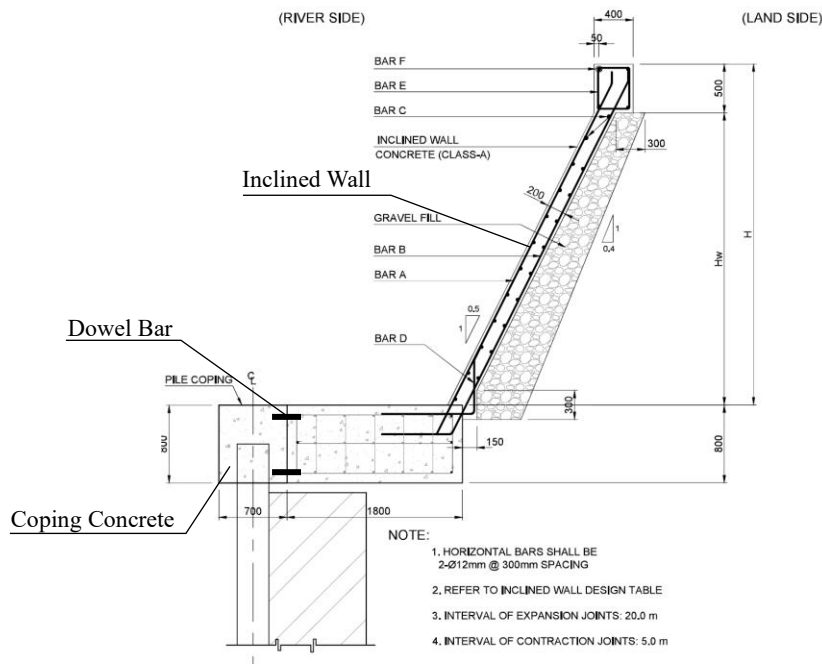


出典：調査団

図 7.1.8 鋼矢板に作用する上載荷重範囲

5) 傾斜壁からの荷重

本設計では、矢板護岸上部の河道側の護岸に傾斜壁を設置する。下図のように、傾斜壁と鋼矢板が近接している箇所においては、傾斜壁のつま先部と、低水護岸の天端コーピングをダウエルバーで接続する。



出典：調査団

図 7.1.9 もたれ擁壁と鋼矢板護岸コーピングの接続部

傾斜壁と低水護岸のコーピングが接続しているため、傾斜壁単独で、安定性を確保できない場合は、鋼矢板護岸のコーピングに傾斜壁護岸で不足分の荷重・モーメントが作用することが想定される。

傾斜壁護岸の安定性は通常、滑動、転倒、および支持力により照査されるが、今回は、低水護岸と接続しており、鉛直力は低水護岸の鋼矢板に伝達されることから、支持力の照査は実施しない。滑動、転倒の照査方法および、低水護岸に作用させる荷重の算定方法は以下に示すとおりである。

(a) 滑動

滑動に対する最小安全係数は、次のとおりである。

$$SF = \frac{\text{傾斜壁護岸の全鉛直力} \times f}{\text{傾斜壁護岸の全水平力}}$$

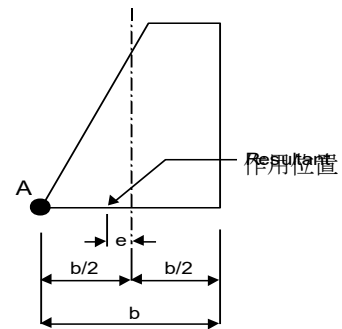
ここに、

$$SF \geq 1.5 : \text{常時}$$

$$SF \geq 1.2 : \text{地震時}$$

fは次の値とする。

コンクリートと粘性地盤 : $f = 0.5$



出典：調査団

図 7.1.10 作用位置

傾斜壁護岸が上記の最小安全率を満足しない場合は、水平力不足分が低水護岸のコーピング（頭部）に作用すると想定し、以下式より算定される水平力不足分を低水護岸の設計時に加えることとする。

$$SF = \frac{(\text{傾斜壁護岸の全鉛直力}) \times f}{(\text{傾斜壁護岸の全水平力}) + (\text{水平力不足分})}$$

上式を展開して

$$(\text{水平力不足分}) = \frac{\text{傾斜壁護岸の全鉛直力} \times f}{(\text{傾斜壁護岸の全水平力}) \times SF}$$

ただし、

$$SF = 1.5 : \text{常時}$$

$$SF = 1.2 : \text{地震時}$$

(b) 転倒

転倒に対する構造物の安定については、次の条件を満足しなければならない。

$$e = \left| \frac{b}{2} - \frac{M}{N} \right| \leq \frac{b}{6} : \text{常時}$$

$$e = \left| \frac{b}{2} - \frac{M}{N} \right| \leq \frac{b}{3} : \text{地震時}$$

ここに、

b : 基礎の幅 (m)

- M : A点を中心とする全モーメント (kN・m)
N : 全鉛直力 (kN)
e : 偏心 (m)

傾斜壁護岸が上記を満足しない場合は、モーメントが低水護岸のコーピングに作用すると想定し、以下式より算定されるモーメント不足分 (M_L) を低水護岸の設計時に加えることとする。

$$\text{常時} \quad e = \left| \frac{b}{2} - \frac{M+M_L}{N} \right| = \frac{b}{6}$$

$$\text{上式を展開して、} M_L = \left| \frac{b}{3} \right| \times N - M$$

$$\text{地震時} \quad e = \left| \frac{b}{2} - \frac{M+M_L}{N} \right| = \frac{b}{3}$$

$$\text{上式を展開して、} M_L = \left| \frac{b}{6} \right| \times N - M$$

ただし、

M_L : モーメント不足分 (=低水護岸の頭部に作用させるモーメント) (kN・m)

傾斜壁の安定計算結果および、鋼矢板護岸に作用させるモーメントおよび荷重を表 7.1.4 に示す。

表 7.1.4 もたれ擁壁の安定計算結果および、鋼矢板護岸に作用させるモーメントおよび荷重

Wall Height (m)	Condition	Over-Turning										Slide				
		Base Length (m)	Resistance Moment at ToeΣMr (kN・m)	Over-Turning Moment at ToeΣMt (kN・m)	Vertical LoadΣV (kN)	Distance from toe to the working point of resultant force d (m)	Eccentric Distance (m)	Acceptable Eccentric Distance (m)	Judge*	Moment of Acting to SSP (KN*m)	Vertical Load ΣV (kN)	Horizontal Load ΣH (kN)	Safety Factor	Required Safety Factor	Judge**	Forth of Acting to SSP (kN)
3.0m	Steady	1.8	83,383	44,730	52,632	0.734	0.166	0.3	OK	0	52,632	31,214	0.843	1.5	NG	13.7
	Earthquake	1.8	83,383	85,061	52,632	-0.032	0.932	0.6	NG	17.5	52,632	60,613	0.434	1.2	NG	38.7
3.5m	Steady	2.223	142,439	68,150	75,856	0.979	0.133	0.37	OK	0	75,856	42,594	0.890	1.5	NG	17.4
	Earthquake	2.223	142,439	128,329	75,856	0.186	0.926	0.741	NG	14.0	75,856	81,831	0.463	1.2	NG	50.3
4.0m	Steady	2.273	167,356	90,416	83,484	0.922	0.215	0.379	OK	0	83,484	51,169	0.816	1.5	NG	23.4
	Earthquake	2.273	167,356	169,597	83,484	-0.027	1.164	0.758	NG	33.9	83,484	97,546	0.428	1.2	NG	62.8
4.5m	Steady	2.323	195,363	116,991	91,674	0.855	0.307	0.387	OK	0	91,674	60,523	0.757	1.5	NG	30.0
	Earthquake	2.323	195,363	218,298	91,674	-0.250	1.412	0.774	NG	58.5	91,674	114,406	0.401	1.2	NG	76.3
5.0m	Steady	2.373	226,618	148,319	100,426	0.780	0.407	0.395	NG	1.2	100,426	70,628	0.711	1.5	NG	37.2
	Earthquake	2.373	226,618	274,713	100,426	-0.479	1.666	0.791	NG	87.9	100,426	132,189	0.380	1.2	NG	90.4
5.5m	Steady	2.423	261,259	184,470	109,742	0.700	0.512	0.404	NG	11.9	109,742	81,372	0.674	1.5	NG	44.8
	Earthquake	2.423	261,259	339,833	109,742	-0.716	1.928	0.808	NG	122.9	109,742	151,164	0.363	1.2	NG	105.5
6.0m	Steady	2.473	299,511	225,595	119,619	0.618	0.619	0.412	NG	24.8	119,619	92,723	0.645	1.5	NG	52.9
	Earthquake	2.473	299,511	413,655	119,619	-0.954	2.191	0.824	NG	163.5	119,619	171,145	0.349	1.2	NG	121.4
6.5m	Steady	2.523	341,517	271,326	130,059	0.540	0.722	0.421	NG	39.2	130,059	104,356	0.623	1.5	NG	61.1
	Earthquake	2.523	341,517	521,717	130,059	-1.386	2.648	0.841	NG	234.9	130,059	201,654	0.322	1.2	NG	147.5
7.0m	Steady	2.573	387,398	322,795	141,062	0.458	0.829	0.429	NG	56.4	141,062	116,659	0.605	1.5	NG	69.7
	Earthquake	2.573	387,398	625,821	141,062	-1.690	2.977	0.858	NG	298.9	141,062	227,027	0.311	1.2	NG	168.3
6.5m (Long Bottom Concrete)	Steady	4.323	589,905	268,291	158,803	2.025	0.137	0.72	OK	0	158,803	103,189	0.769	1.5	NG	50.3
	Earthquake	4.323	589,905	518,814	158,803	0.448	1.714	1.441	NG	43.4	158,803	206,124	0.385	1.2	NG	140.0
7.0m (Long Bottom Concrete)	Steady	4.423	669,223	322,795	172,235	2.011	0.201	0.737	OK	0	172,235	116,659	0.738	1.5	NG	59.3
	Earthquake	4.423	669,223	627,153	172,235	0.244	1.968	1.474	NG	85.0	172,235	233,262	0.369	1.2	NG	161.5
3.5m (Short Bottom Concrete, Aroud Sta. 7+200)	Steady	0.7	37,223	40,470	33,278	-0.098	0.448	0.117	NG	11.1	33,278	28,866	0.576	1.5	NG	17.8
	Earthquake	0.7	37,223	77,646	33,278	-1.215	1.565	0.233	NG	44.4	33,278	53,509	0.311	1.2	NG	39.7

出典：調査団







(4) 適用する地質条件

1) 土質区分

ボーリング調査によれば、マリキナ川沿いに分布する地質は大きく沖積層と洪積層に区分される。沖積層は沖積粘土層（Ac）と沖積砂層（As）に、洪積層は洪積粘土層（Dc）と洪積砂層（Ds）に区分される。これらの堆積層に覆われて、洪積層とされる凝灰岩類からなる GF 層の風化層（GFw）と GF 層の新鮮岩（GFf）が分布している。

鋼矢板護岸の設計では、上記の区分に従い、それぞれの土質区分に応じた土質定数を設定する。各土質区分の概要を以下に示す。

表 7.1.5 鋼矢板護岸設計における土質区分（再掲）

Age	地質記号/写真	平均 N 値	厚さ (m)	特徴
Quaternary	Ac 	6	5	調査地域の中流から上流の表層に分布。灰色から暗褐色で砂分を含む粘性土。
	As 	10	5-10	調査地域下流端から上流端まで、一部 Ac 層に覆われて分布。暗褐色～茶色で細粒～粗粒の砂、下部は砂礫からなる。
	Dc 	19	10-20	マリキナ川の河床下に谷を埋めて広く分布。茶色や灰色、暗青灰色を示し、砂分を多く含む粘性土。表層の 10m 程はやや硬いが、以深では非常に硬く締まっている。
	Ds 	19	5-10	マリキナ川の左岸側深部に Dc に被われて分布、暗青灰色～茶色の粗粒砂からなる。締まり具合は中位-密な締まり具合である。
	GFw 	50<	5-10	基盤岩の表層風化部。分布は局所的である。性状は礫混じり粘性土や礫質土と判定される。茶色～灰色を示す。
GFf 	50<	10m 確認	調査地域の基盤岩。白色～灰色の凝灰岩、火山礫凝灰岩、凝灰質砂岩、礫岩などからなる。新鮮部は堅硬でコアとなる。	

出典：調査団

2) 土質定数

既往調査結果および、今回新たに実施したボーリング調査および、土質調査をもとに設定した。設定した土質定数を表 7.1.6 に示す。As, Ds 層の内部摩擦角、Ac, Dc 層の粘着力は、箇所によって大きく異なることが想定されたため、近傍ボーリングにおける標準貫入試験結果（N 値）より算出することとした。

各定数の設定根拠は、5 章自然条件調査 5.2.3.4 土質試験結果 (1) 2)地盤定数の提案に記載する。

表 7.1.6 マリキナ川の鋼矢板護岸設計に用いる土質定数（再掲）

Geological Classification		Unit Weight of Wet Soil	Unit Weight of Submerged Soil	Angle of Internal Friction	Effective Cohesion	Reference:
Name	Symbol	γ_t (kN/m ³)	γ_w (kN/m ³)	Φ (degree)	c (kN/m ²)	Average N Value ★
Field Soil (Embankment)	F	18.0	8.0	30	0	15
Alluvial Sand	As	17.5	7.5	N≤9 : 27 9<N : $15+\sqrt{15N}$ (Max: 45)	0	9.9
Diluvial Sand	Ds	19.0	9.0		0	21.1
Alluvial Clay	Ac	15.5	5.5	0	N≤4 : 6 x N 4<N≤8 : 25 8<N≤15 : 50 15<N≤30 : 100 30<N : 200	7.8
Diluvial Clay	Dc	18.0	8.0	0	N≤4 : 8 x N 4<N≤8 : 50 8<N≤15 : 100 15<N≤30 : 180 30<N : 250	22.6
Guadalupe Formation	GFw	16.5	6.5	20	200	63.5
	GFf	17.0	7.0	30	1,000	121.5

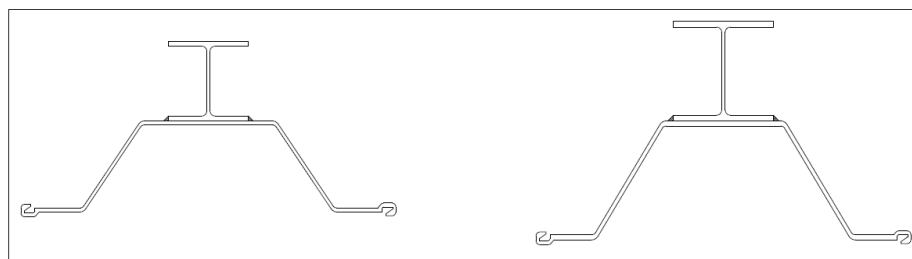
★ The average value of the unconsolidated layer includes existing boring data.

出典：調査団

(5) 使用材料

1) 鋼矢板種類

鋼矢板は、U形鋼矢板（SP-III～SPIVL）およびハット形鋼矢板（SP-10H、SP-25H、SP-45H、SP-50H）およびハット型鋼矢板+H型鋼を一体化とした矢板（以下、H形鋼付きハット型矢板、下図参照）したの中で、次項に示す許容値を満足し、重量が最小となるものを選定する。



出典：調査団

図 7.1.11 H形鋼付きハット型鋼矢板

U形鋼矢板およびハット型矢板の諸元と、H形鋼付きハット型矢板の組み合わせと諸元を以下に示す。H形鋼付きハット型矢板の組み合わせは、安定計算において使用材料の断面二次モーメントが支配的であることから、重量と断面二次モーメントで整理し、断面二次モーメントが小さく、重量が大きいものは除外することとした。（以下、参照）

表 7.1.7 U形鋼矢板およびハット型矢板の諸元

Type of SSP	Dimension (mm)			Per 1.0m (original condition)				Per 1.0m (after corrosion)	
	W	h	t	A (cm ²)	I (cm ⁴)	Z (cm ³)	Weight (kg/m)	I' (cm ⁴ /m)	Z' (cm ³ /m)
U-Shape									
SP-IA	400	85	8.0	113.0	4500	529	89	3420	402
SP-II _w	600	130	10.3	131.2	13000	1000	103	10500	810
SP-III _w	600	180	13.4	173.2	32400	1800	136	27500	1530
SP-IV _w	600	210	18.0	225.5	56700	2700	177	49900	2380
SP-V _L	500	200	24.3	267.6	63000	3150	210	57300	2870
SP-VI _L	500	225	27.6	306.0	86000	3820	240	79100	3510
Hat-Shape									
SP-10H	900	230	10.8	122.2	10500	902	96	8300	713
SP-25H	900	300	13.2	160.4	24400	1610	126	20000	1320
SP-45H	900	368	15.0	207.8	45000	2450	163	38300	2080
SP-50H	900	370	17.0	236.3	51100	2760	186	44500	2400

I', Z': 2mm の腐食代を考慮した後の値（それぞれの側に 1mm）

出典： Steel Sheet Pile Association Data

表 7.1.8 H形鋼付きハット型矢板の組み合わせおよび諸元

Hat + H sheet pile						Unit mass (kg/m ²)	Sectional properties before corrosion				Sectional properties after corrosion (1mm, both side)		
Hat-type sheet pile	NSHYPER BEAMTM						Sectional area (cm ² /m)	Moment of inertia (cm ⁴ /m)	Section modulus (cm ³ /m)	Class	Sectional area (cm ² /m)	Moment of inertia (cm ⁴ /m)	Section modulus (cm ³ /m)
	H (mm)	B (mm)	t1 (mm)	t2 (mm)	r (mm)								
NS-SP-10H	400	200	9	12	13	169	214.7	87,800	2,320	3	175	71,000	1,890
NS-SP-10H	400	200	9	16	13	182	231.7	98,700	2,700	3	192	81,700	2,270
NS-SP-10H	450	200	9	16	13	186	236.7	119,100	2,970	3	195.8	98,600	2,500
NS-SP-10H	450	200	9	19	13	196	249.5	128,300	3,280	3	208.6	107,600	2,810
NS-SP-10H	450	250	9	16	13	200	254.5	132,600	3,420	3	212.5	110,200	2,890
NS-SP-10H	500	200	12	16	13	202	257.3	149,900	3,540	2	215.4	125,200	3,020
NS-SP-10H	550	200	12	16	13	207	264	177,600	3,900	3	221	148,400	3,320
NS-SP-10H	600	200	12	16	13	212	270.7	208,200	4,270	3	226.5	174,100	3,640
NS-SP-10H	650	200	12	16	13	218	277.3	242,100	4,670	3	232.1	202,500	3,970
NS-SP-10H	700	200	12	16	18	224	285.5	281,600	5,130	3	239.2	235,900	4,370
NS-SP-10H	700	200	12	19	18	234	298	299,700	5,540	3	251.7	254,400	4,790
NS-SP-10H	700	250	12	16	18	238	303.2	308,300	5,740	3	255.9	260,200	4,920
NS-SP-10H	700	200	12	22	18	244	310.5	317,400	5,960	3	264.3	271,700	5,210
NS-SP-10H	700	250	12	19	18	250	319.1	331,300	6,270	3	271.7	281,700	5,430
NS-SP-10H	700	200	12	25	18	254	323.1	334,800	6,370	3	276.8	288,700	5,620
NS-SP-10H	700	250	14	19	18	262	333.8	341,300	6,560	3	286.5	291,300	5,710
NS-SP-10H	700	250	12	22	18	263	335	353,900	6,810	3	287.6	303,900	5,970
NS-SP-10H	750	250	14	19	18	268	341.6	390,100	7,090	3	293.2	334,200	6,190
NS-SP-10H	750	250	14	22	18	280	357.3	414,700	7,640	3	308.9	358,300	6,740
NS-SP-10H	750	250	12	25	18	281	357.5	428,100	7,890	3	309	370,600	6,980
NS-SP-10H	800	250	14	22	18	287	365.1	471,700	8,240	3	315.6	407,000	7,260
NS-SP-10H	850	250	14	22	18	293	372.9	532,300	8,840	3	322.2	460,100	7,790
NS-SP-10H	900	250	14	22	18	299	380.7	597,600	9,470	3	328.9	516,600	8,340
NS-SP-10H	900	250	14	25	18	311	396.4	631,400	10,120	3	344.6	549,900	8,990
NS-SP-10H	950	250	16	22	18	321	408.6	688,700	10,570	3	355.7	596,800	9,340
NS-SP-10H	1000	250	16	22	18	328	417.5	766,300	11,270	3	363.5	665,100	9,970
NS-SP-10H	1000	250	16	25	18	340	433.1	806,700	11,980	3	379.1	704,900	10,680
NS-SP-10H	1000	250	16	28	18	352	448.7	845,700	12,670	3	394.7	743,300	11,370
NS-SP-25H	1000	250	16	22	18	358	455.7	892,400	12,240	3	398.3	778,400	10,850
NS-SP-10H	1000	250	16	32	18	369	469.5	896,800	13,590	3	415.5	794,700	12,300
NS-SP-25H	1000	250	16	25	18	370	471.3	935,900	12,980	3	413.9	821,200	11,580
NS-SP-25H	1000	300	16	22	18	377	480.1	962,300	13,420	3	421.6	842,700	11,920
NS-SP-25H	1000	250	16	28	18	382	486.9	977,700	13,690	3	429.5	862,300	12,290
NS-SP-25H	1000	300	16	25	18	392	499	1,014,300	14,310	3	440.5	892,900	12,800
NS-SP-25H	1000	250	16	32	18	399	507.7	1,032,400	14,640	3	450.3	917,200	13,250
NS-SP-25H	1000	300	16	28	18	407	518	1,064,500	15,180	3	459.5	943,400	13,680
NS-SP-25H	1000	250	19	32	18	423	538.9	1,068,100	15,400	2	481.5	950,400	13,990
NS-SP-25H	1000	300	16	32	18	426	543.2	1,129,800	16,330	3	484.7	1,007,700	14,830
NS-SP-45H	1000	250	19	25	18	432	550.3	1,137,900	15,010	3	490.3	1,010,500	13,510
NS-SP-45H	1000	250	16	32	18	436	555.1	1,197,700	15,840	3	495	1,071,200	14,370
NS-SP-45H	1000	300	16	28	18	444	565.4	1,232,100	16,400	3	504.2	1,098,900	14,810
NS-SP-45H	1000	250	19	32	18	460	586.3	1,240,400	16,710	3	526.3	1,111,400	15,210
NS-SP-45H	1000	300	16	32	18	464	590.6	1,302,900	17,590	3	529.4	1,168,800	16,000
NS-SP-50H	1000	250	19	32	18	483	614.8	1,301,500	17,050	3	554.7	1,174,400	15,570
NS-SP-50H	1000	300	16	32	18	486	619.1	1,364,500	17,920	3	557.8	1,232,000	16,340
NS-SP-45H	1000	300	19	36	18	508	646.8	1,409,300	19,580	3	585.7	1,272,900	17,980
NS-SP-50H	1000	300	19	32	18	510	650.3	1,408,100	18,800	3	589.1	1,274,700	17,220
NS-SP-50H	1000	250	19	40	18	515	655.8	1,415,900	18,960	3	595.7	1,288,400	17,490
NS-SP-45H	1000	300	19	40	18	527	671.8	1,474,300	20,720	3	610.7	1,337,900	19,130
NS-SP-50H	1000	300	19	36	18	530	675.3	1,476,300	19,960	3	614.1	1,342,000	18,370
NS-SP-50H	1000	300	19	40	18	550	700.3	1,543,500	21,110	3	639.1	1,409,400	19,540
NS-SP-50H	1000	300	22	40	18	574	730.9	1,581,400	21,920	2	669.8	1,445,200	20,320

出典： Steel Sheet Pile Association Data

表 7.1.9 H形鋼付きハット型矢板の組み合わせの選定方法

Combination	Moment of inertia	Unit Mass	Adaptation
A	45,000	250	Appropriate
B	47,000	260	Inappropriate (B unit mass is bigger than C unit mass)
C	48000	258	Appropriate
D	55,000	265	Inappropriate (D unit mass is bigger than F unit mass)
E	60,000	272	Inappropriate (E unit mass is bigger than F unit mass)
F	65000	264	Appropriate
G	70,000	270	-

出典：調査団

2) 断面効率（継手効率）

表 7.1.10 に鋼矢板断面二次モーメント及び断面係数の有効率を示す。U 字形鋼矢板の計算において、剛度に対しては 20%低減（例えば、断面二次モーメント： $I \times 0.8$ ）を適用する。これは、曲げ荷重作用時の U 字形鋼矢板の継ぎ手効率に起因するものである。一方、ハット形鋼矢板について、鋼矢板継ぎ手の構造特性により、剛度低減はしないものとする。H 形鋼付きハット型矢板も、ハット型矢板部で継手するため、断面二次モーメントおよび断面係数の低減は見込まない。

表 7.1.10 鋼矢板断面二次モーメント及び断面係数の有効率

Item	Classification of Calculation	Efficient Ratio of Sectional Factor	
		Hat-shape	U-shape
Moment of Inertia of Area	Calculation of Penetration Depth	Full cross section is effective (100%)	
	Calculation of Displacement and Sectional Force	Full cross section is effective (100%)	80% of full cross section is effective
Sectional Factor	Stress Calculation	Full cross section is effective (100%)	

出典: Cantilever Steel Sheet Pile Design Manual, 2007 Dec.

1) 腐食代

鋼矢板断面の厚さは、腐食代 2mm を加味するものとする。これは、年に 0.02mm 腐食するとし（実績値）、耐用年数を 50 年とし、 $(0.02\text{mm} \times 50 \text{年} = 1\text{mm})$ として算定した。

(6) 許容値

1) 許容応力度

一般的な鋼矢板材料として SYW295 を想定し、 180 N/mm^2 とする。なお、H 形鋼付きハット型矢板の H 形鋼に使用する SM490 の許容応力度は、 185 N/mm^2 であるが、安全側の設計となるよう、H 形鋼付きハット型矢板の許容応力度は 180 N/mm^2 とする。

地震時に発生する荷重に対しては、その作用する期間が一時的である。この点を考慮し、地震時の許容応力度を 50%割増する。よって、適用する許容応力度（地震時）を 270 N/mm^2 とする。

2) 許容変位量

材料強度を満足する上に、常時では鋼矢板の許容変位量を 50 mm とする。

地震時においては、発生する荷重が作用する期間が一時的であるため、許容変位量を 50%割増する。よって、鋼矢板の設計計算では、常時の変位量が 50 mm 以下、地震時の変位量が 75 mm 以下になるように規模を検討する。

7.1.2.4 計算結果

鋼矢板の構造計算を行い決定した各ブロックの鋼矢板の諸元、長さおよび捨石工の高さ等を表 7.1.11、表 7.1.12 に示す。

表 7.1.11 護岸用鋼矢板諸元一覧 (1)

Block No.	Bank	Sta.		Length in Longitudinal direction (m)	Specification				Length			RIPRAP (SIDE SLOPE: 1.5 : 1)				
		From	To		No.	Name	Combined	Unit Mass (kg/m ²)	Section Modulus (cm ³ /m)	Moment of Inertia (cm ⁴ /m)	Total (m)	SSP (m)	H-beam (m)	FINISHED TOP WIDTH (m)	CLASS	
L-1	Left Bank	6+055.3	6+180	42.80	18	10H-750x250x14x21	268	7,090	390,100	15.0	13.0	14.5	-	NO RIPRAP (w/ RIVERBED PROTECTION)		
L-2		6+080	6+362.8	266.29	7	10H-700x200x12x16	224	5,130	281,600	15.5	13.5	15.0	-	A		
L-3		6+753	6+800	61.44	7	10H-550x200x12x16	207	3,900	177,600	15.0	13.0	14.5	3.5	D		
L-4		6+800	7+180	409.61	22	10H-850x250x14x22	293	8,840	532,300	20.5	18.5	20.0	3.5	D		
L-5		7+180	7+480	302.83	27	10H-1000x250x16x25	340	11,980	806,700	20.5	18.5	20.0	3.5	UP TO 7+300 : D, FROM 7+300 : B		
L-6		7+480	7+820	359.77	27	10H-1000x250x16x25	340	11,980	806,700	22.5	20.5	22.0	3.5	B		
L-7		7+820	7+940	120.00	28	10H-1000x250x16x28	352	12,670	845,700	22.0	20.0	21.5	2.5	B		
L-8		7+940	8+120	180.00	29	25H-1000x250x16x22	358	12,240	892,400	22.0	20.0	21.5	2.5	B		
L-9		8+120	8+300	180.11	24	10H-900x250x14x25	311	10,120	631,400	19.0	17.0	18.5	1.5	B		
L-10		8+300	8+600	293.86	21	10H-800x250x14x22	287	8,240	471,700	16.5	14.5	16.0	1.5	B		
L-11		8+600	8+835	211.24	28	10H-1000x250x16x28	352	12,670	845,700	20.0	18.0	19.5	1.5	UP TO 8+700 : B, FROM 8+700 : C		
L-12		9+205	9+320	107.58	11	10H-700x200x12x19	234	5,540	299,700	15.0	13.0	14.5	2.5	C		
L-13		9+320	9+560	230.49	51	50H-1000x300x19x40	550	21,110	1,543,500	23.0	21.0	22.5	3.5	C		
L-14		9+560	9+800	267.21	25	10H-950x250x16x22	321	10,570	688,700	18.0	16.0	17.5	1.5	C		
L-15		9+800	9+900	100.98	31	25H-1000x250x16x25	370	12,980	935,900	21.0	19.0	20.5	5.0	B		
L-16		9+900	10+020	120.99	19	10H-750x250x14x22	280	7,640	414,700	16.0	14.0	15.5	1.5	B		
L-17		10+020	10+360	332.08	22	10H-850x250x14x22	293	8,840	532,300	19.5	17.5	19.0	1.5	B		
L-18		10+360	10+520	160.22	23	10H-900x250x14x22	299	9,470	597,600	18.0	16.0	17.5	1.5	B		
L-19		10+520	10+580	60.10	19	10H-750x250x14x22	280	7,640	414,700	15.0	13.0	14.5	1.5	B		
L-20		10+580	10+640	60.00	14	10H-700x250x12x19	250	6,270	331,300	13.5	11.5	13.0	1.5	B		
L-21		10+640	10+760	86.91	23	10H-900x250x14x22	299	9,470	597,600	17.5	15.5	17.0	1.5	B		
L-22		10+760	11+040	230.40	22	10H-850x250x14x22	293	8,840	532,300	17.5	15.5	17.0	1.5	UP TO 11+000 : B, FROM 11+000 : A		
L-23		11+040	11+180	140.19	1	10H-400x200x9x12	169	2,320	87,800	12.0	10.0	11.5	1.5	A		
L-24		11+180	11+460	282.50	23	10H-900x250x14x22	299	9,470	597,600	20.5	18.5	20.0	1.5	A		
L-25		11+460	11+640	182.49	21	10H-800x250x14x22	287	8,240	471,700	20.5	18.5	20.0	1.5	A		
L-26		11+640	11+800	164.63	8	10H-600x200x12x16	212	4,270	208,200	15.5	13.5	15.0	1.5	A		
L-27		11+800	12+040	266.26	19	10H-750x250x14x22	280	7,640	414,700	17.5	15.5	17.0	1.5	C		
L-28		12+040	12+280	260.87	8	10H-600x200x12x16	212	4,270	208,200	15.0	13.0	14.5	1.5	UP TO 12+200 : C, FROM 12+200 : A		
L-29		12+280	12+520	249.09	2	10H-400x200x9x12	182	2,700	98,700	13.0	11.0	12.5	1.5	A		
L-30		12+520	12+820	304.65	1	10H-400x200x9x12	169	2,320	87,800	12.0	10.0	11.5	1.5	A		
L-31		12+820	13+000	179.78	6	10H-500x200x12x16	202	3,540	149,900	14.0	12.0	13.5	1.5	A		
L-32		13+000	13+320	322.81		SP-50H	186	2,760	51,100	12.5	12.5	0.0	1.5	A		
L-33		13+320	13+560	311.22	4	10H-450x200x9x12	196	3,280	128,300	15.0	13.0	14.5	1.5	A		
				Sub Total	6,569.40											

出典：調査団

表 7.1.12 護岸用鋼矢板諸元一覧 (2)

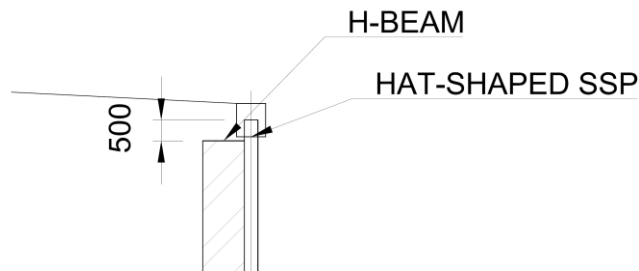
Bank	Block No.	Sta.		Length in Longitudinal direction (m)	Specification						Length			FINISHED TOP WIDTH (m)	RIPRAP (SIDE SLOPE: 1.5:1)	CLASS
		From	To		Name	Unit Mass (kg/m2)	Section Modulus (cm ³ /m)	Moment of Inertia (cm ⁴ /m)	Total (m)	SSP (m)	H-beam (m)	FINISHED HEIGHT FROM DRB (m)				
		Combined														
Right Bank	R-1	5+423	5+540	120.61	10	10H-700x200x12x16	224	5,130	281,600	14.5	12.5	14	-	-	NO RIPRAP	
	R-2	5+540	5+581.25	49.58	23	10H-900x250x14x22	299	9,470	597,600	17.0	15	16.5	-	-	NO RIPRAP	
	R-3	5+624	5+720	125.58		SP-45H	163	2,450	45,000	10.0	10	0	1.5	3.5	A	
	R-4	5+720	5+905.80	201.47		SP-45H	163	2,450	45,000	10.0	10	0	1.5	3.5	A	
	R-5	6+035.3	6+080	44.51	26	10H-1000x250x16x22	328	11,270	766,300	17.5	15.5	17	-	-	NO RIPRAP (W/ RIVERBED PROTECTION)	
	R-6	6+080	6+280	211.53	36	25H-1000x300x16x28	407	15,180	1,064,500	20.0	18	19.5	1.5	3.5	A	
	R-7	6+280	6+420	140.28	25	10H-950x250x16x22	321	10,570	688,700	18.0	16	17.5	1.5	3.5	A	
	R-8	6+420	6+920	437.46	32	25H-1000x300x16x22	377	13,420	962,300	23.5	21.5	23	2.5	2.5	UP TO 6+650: A, FROM 6+650: B	
	R-9	6+920	7+220	295.15	30	10H-1000x250x16x32	369	13,590	896,800	23.0	21	22.5	2.5	2.5	UP TO 7+160: 2.5, FROM 7+160: 3.0	
	R-10	7+220	7+620	387.86	38	25H-1000x300x16x32	426	16,330	1,129,800	23.5	21.5	23	3.5	3.5	B	
	R-11	7+620	7+900	272.03	10	10H-700x200x12x16	224	5,130	281,600	17.5	15.5	17	3.5	3.5	B	
	R-12	7+900	8+240	340.06	30	10H-1000x250x16x32	369	13,590	896,800	22.0	20	21.5	2.5	2.5	B	
	R-13	8+240	8+500	260.19	25	10H-950x250x16x22	321	10,570	688,700	19.5	17.5	19	2.5	2.5	B	
	R-14	8+500	8+620	124.41	25	10H-950x250x16x22	321	10,570	688,700	17.5	15.5	17	1.5	3.5	B	
	R-15	8+620	8+940	340.55	29	25H-1000x250x16x22	358	12,240	892,400	20.0	18	19.5	3.5	3.5	B	
	R-16	8+940	9+000	65.45	8	10H-600x200x12x16	212	4,270	208,200	15.0	13	14.5	1.5	3.5	B	
	R-17	9+000	9+200	217.04	1	10H-400x200x9x12	169	2,320	87,800	12.0	10	11.5	1.5	3.5	B	
	R-18	9+200	9+380	196.62	38	25H-1000x300x16x32	426	16,330	1,129,800	21.5	19.5	21	3.5	5	B	
	R-19	9+380	9+700	300.75	32	25H-1000x300x16x22	377	13,420	962,300	22.0	20	21.5	1.5	3.5	B	
	R-20	9+700	9+900	182.87	11	10H-700x200x12x19	234	5,540	299,700	16.5	14.5	16	1.5	3.5	B	
	R-21	9+900	10+380	493.71	24	10H-900x250x14x25	311	10,120	631,400	21.5	19.5	21	1.5	3.5	B	
	R-22	10+380	10+520	140.72	25	10H-950x250x16x22	321	10,570	688,700	19.5	17.5	19	1.5	3.5	B	
	R-23	10+520	10+540	20.67	8	10H-600x200x12x16	212	4,270	208,200	13.5	11.5	13	1.5	3.5	B	
	R-24	10+540	10+660	122.88	7	10H-550x200x12x16	207	3,900	177,600	11.5	9.5	11	1.5	3.5	B	
	R-25	10+660	10+760	125.77	7	10H-550x200x12x16	207	3,900	177,600	11.5	9.5	11	1.5	5.5	B	
	R-26	10+760	10+820	79.86	1	10H-400x200x9x12	169	2,320	87,800	13.0	11	12.5	1.5	5.5	B	
	R-27	10+820	10+980	205.01	29	25H-1000x250x16x22	358	12,240	892,400	19.5	17.5	19	1.5	5.5	B	
	R-28	10+980	11+200	220.61	23	10H-900x250x14x22	299	9,470	597,600	19.0	17	18.5	1.5	3.5	UP TO 11+000: B FROM 11+000: A	
	R-29	11+200	11+360	160.68	1	10H-400x200x9x12	169	2,320	87,800	12.5	10.5	12	1.5	3.5	A	
	R-30	11+360	11+700	328.31	1	10H-400x200x9x12	169	2,320	87,800	14.0	12	13.5	1.5	3.5	A	
	R-31	11+700	11+980	214.88	27	10H-1000x250x16x25	340	11,980	806,700	21.5	19.5	21	1.5	3.5	A	
	R-32	11+980	12+000	16.30		SP-50H	186	2,760	51,100	11.0	11	0	1.5	3.5	A	
	R-33	12+000	12+240	198.95	1	10H-400x200x9x12	169	2,320	87,800	13.0	11	12.5	1.5	3.5	A	
	R-34	12+240	12+520	265.59	1	10H-400x200x9x12	169	2,320	87,800	12.5	10.5	12	1.5	3.5	A	
	R-35	12+520	12+540	18.97		SP-25H	126	1,610	24,400	9.0	9	0	1.5	3.5	A	
	R-36	12+540	12+660	116.78	21	10H-900x250x14x22	287	8,240	471,700	18.5	16.5	18	1.5	3.5	A	
	R-37	12+660	12+740	80.13	12	10H-700x250x12x16	238	5,740	308,300	16.0	14	15.5	1.5	3.5	A	
	R-38	12+740	12+980	240.44	15	10H-700x200x12x25	254	6,370	334,800	17.0	15	16.5	1.5	3.5	A	
	R-39	12+980	13+100	120.17	23	10H-850x250x14x22	293	8,840	534,300	21.5	19.5	21	1.5	3.5	A	
	R-40	13+100	13+220	118.37	10	10H-700x200x12x16	224	5,130	281,600	18.0	16	17.5	1.5	3.5	A	
	R-41	13+220	13+375	146.11	24	10H-900x250x14x25	311	10,120	631,400	23.0	21	22.5	2.5	5	A	
				Sub Total												
				7,748.9												
				Total												
				14,318.3												

出典：調査団

7.1.2.5 ハット+H鋼に関する留意事項

(1) 施工時を考慮したH鋼の上端の省略

H形鋼付きハット型矢板の打設にバイブロハンマーを使用する場合、通常、H鋼ウェブ部をチャックで掴み打設することとなる。しかし、本施工では、鋼矢板の打設長が長いため、大型のバイブロハンマーの使用を想定してされていることから、打設済みの隣の鋼矢板とチャックおよび起震機が干渉することが想定される。そのため、フェーズ2、フェーズ3と同様に、ハット型矢板部をチャックで掴み、鋼矢板を打設することを想定し、H型鋼の上端50cmを省略することとする。

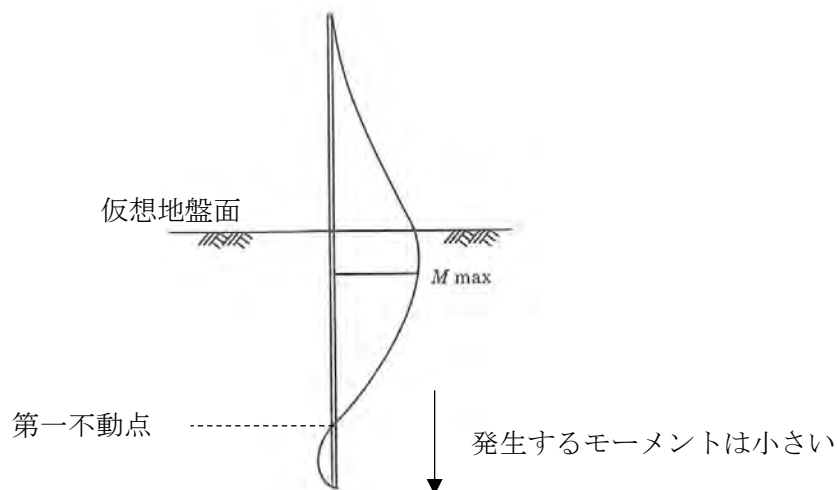


出典：調査団

図 7.1.12 H形鋼付きハット型矢板のH鋼部上端切断

(2) 数量低減のためのハット型鋼矢板の下端の省略

自立式鋼矢板のモーメント分布図は、下記に示すようにモーメントは仮想地盤面の下部で最大モーメントとなり、第一不動点以降は、発生するモーメントは小さくなる。

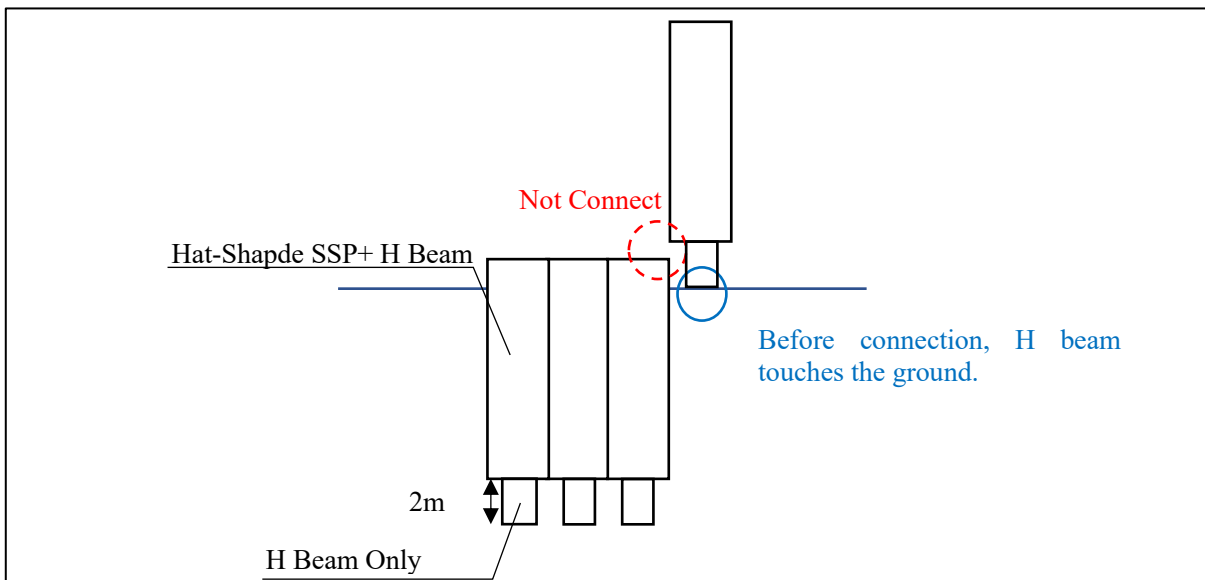


出典：災害復旧工事の設計要領に調査団が加筆

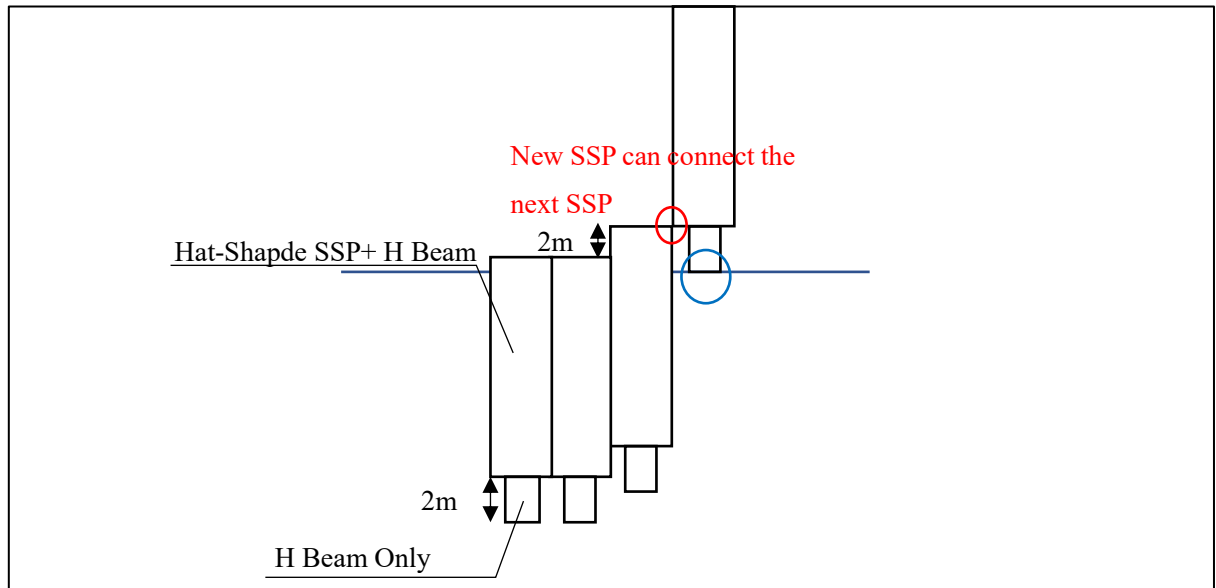
図 7.1.13 自立式鋼矢板の曲げモーメント分布図

上記の考えから、ハット+H鋼において、鋼材の重量を減らすために、下端のモーメントの小さい鋼矢板の下端において、ハット型矢板を 2m 短くする（省略する）こととする。断面計算では、断面二次モーメントが支配的であり、ハット型鋼矢板より H 鋼のほうが断面二次モーメントが大きいことから、ハット型鋼矢板部のみ省略する。近年、H 形鋼付きハット型矢板では、同様の事例が多く見られる。

なお、省略長は施工性を考慮し設定した。下端のハット型矢板の省略した場合、通常の鋼矢板の打設手順のように、一枚ずつ鋼矢板を打設しようとする、継手のついているハット型鋼矢板部が隣接する既設鋼矢板の接手と接続する前に、下端の H 鋼のみの地面に当たることとなり、継手部を接続することが難しい（下図、参照）。そのため、今回は、新たに打設する鋼矢板の隣の鋼矢板の打設を、規定の打設深さよりやや上位で一度止め、新たに打設する鋼矢板と接続した後に、残りの打設を終わらすことを想定している。このような手順を想定した場合、継手の接続の作業は、人の手で調整されるため、人の手が届く範囲である 2m と設定した。



(鋼矢板を一枚ずつ打設する場合)



（今回の想定施工手順）

出典：調査団

図 7.1.14 打設時イメージ図

なお、ハット+H 鋼矢板を採用されたケースの中で、矢板全長が最小（R-23）および最長（R-40）のケースを用い、ハット型矢板を切断した箇所において断面照査を実施した。ハット型矢板を切断した箇所に生じるモーメントは、Chang の式より導かれる以下の式により算出した。計算結果は表 7.1.13 に示すとおりであり、生じる応力度は許容応力度許容値より最大でも 10%程度であった。

$$M(x) = \frac{P_0}{\beta} \times \exp^{-\beta x} (\beta h_0 \cdot \cos \beta x + (1 + \beta h_0) \sin \beta x)$$

ここに、

$M(x)$: 仮想地盤面から x (m) の位置で発生する曲げモーメント

P_0 : 土圧合力 (水平力)

β : 特性値

ただし、
$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot B}{4EI}}$$

K_h : 横方向地盤反力係数

B : 単位幅

E : ヤング率

I : 断面二次モーメント

h_0 : 荷重の作用高さ

表 7.1.13 断面変化点における断面照査例

Block	Condition	β (m^1)	P_0 (kN/m)	h_0 (m)	c (m)	$M(c)$ (kN*m/m)	Z_H (cm^3)	σ (N/mm)	σ_a (N/mm)	Judge
R23 (Length Minimum)	Ordinary	0.41097	158.89	2.05	5.29	45.7	2900	15.8	180.0	OK
	Seismic	0.48873	235.48	3.31	5.29	0.3	2900	0.1	270.0	OK
R40 (Length Maximum)	Ordinary	0.18179	167.69	2.73	14.94	10.1	7800	1.3	180.0	OK
	Seismic	0.21347	207.20	3.18	13.95	19.6	7800	2.5	270.0	OK

出典：調査団

ただし、

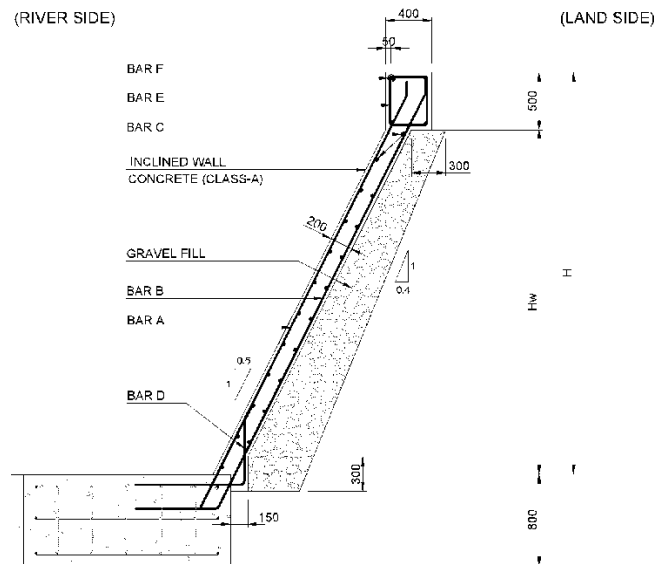
- C : 仮想地盤面から断面変化点までの距離
- M(c) : 断面変化点における曲げモーメント
- Z_H : H鋼のみの断面係数
- σ : 断面変化点における応力度
- σ_a : 許容応力度

7.1.3 堤防護岸の詳細設計

7.1.3.1 傾斜壁およびパラペット壁の検討

(1) 傾斜壁

傾斜壁の構造計算を行い決定した寸法諸元等を表 7.1.14 に示す。また、標準断面図を図 7.1.15 に示す。



出典：調査団

図 7.1.15 傾斜壁 標準断面図

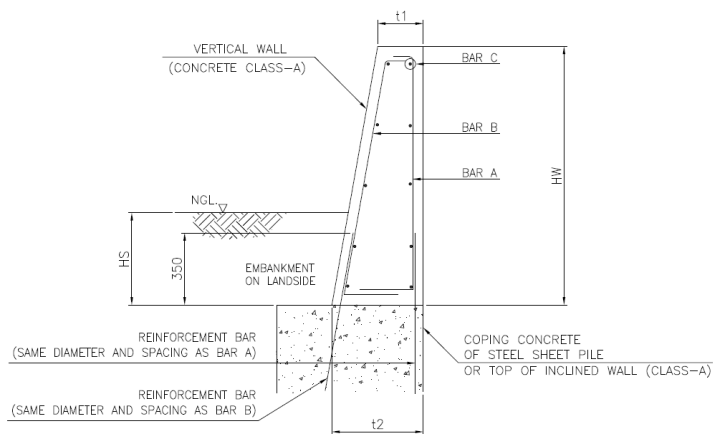
表 7.1.14 傾斜壁 寸法表

HEIGHT RANGE		REINFORCEMENT											
Hw(m)	H(m)	BAR A		BAR B		BAR C		BAR D		BAR E		BAR F	
		Df (mm)	SPACING (mm)	Df (mm)	SPACING (mm)	Df (mm)	SPACING (mm)	Df (mm)	SPACING (mm)	Df (mm)	SPACING (mm)	Df (mm)	SPACING (mm)
0.00-1.50	0.50-2.00	16	250	16	250	12	300	12	250	12	250	12	-
1.50-2.50	2.00-3.00	16	125	16	125	12	300	12	125	12	125	12	-
2.50-2.75	3.00-3.25	16	125	16	125	12	300	12	125	12	125	12	-
2.75-3.00	3.25-3.50	20	125	20	125	12	300	12	125	12	125	12	-

出典：調査団

(2) パラペット壁

パラペット壁の構造計算を行い決定した寸法諸元等を表 7.1.15 に示す。また、標準断面図を図 7.1.16 に示す。



出典：調査団

図 7.1.16 パラペット壁標準断面図

表 7.1.15 パラペット壁寸法表

HEIGHT RANGE		THICKNESS		REINFORCEMENT					
Hw(m)	Hs(m)	t1 (mm)	t2 (mm)	BAR A		BAR B		BAR C	
				Df (mm)	SPACING (mm)	Df (mm)	SPACING (mm)	Df (mm)	SPACING (mm)
0.00-1.50	0.00-0.50	0.20	t1+Hw x 0.1	12	250	12	250	12	300
0.00-1.50	0.50-1.00	0.20	t1+Hw x 0.1	12	250	12	250	12	300
0.00-1.50	1.00-1.50	0.20	t1+Hw x 0.1	12	250	12	250	12	300

出典：調査団

7.1.3.2 盛土および護岸背後の埋土材の検討

(1) 盛土材の検討

堤防は、完成直後から長期に渡り安全な堤防構造とする必要がある。このため、堤防として盛土構造を採用している区間の盛土材は盛土堤防の安定に直接関連する主材料のため、盛土材として締固めに適した材料とする必要がある。具体的には、

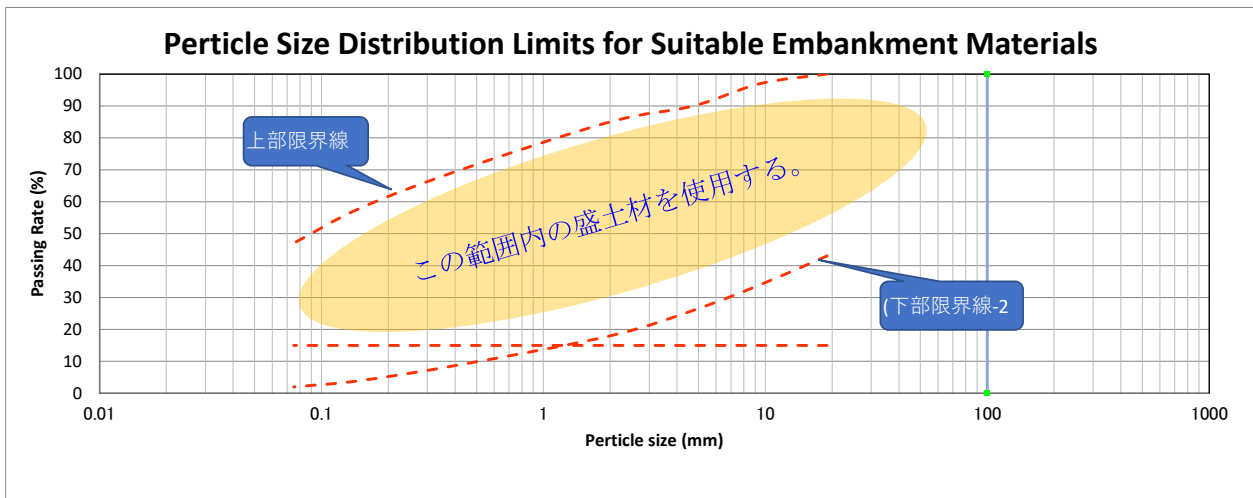
1. 十分に密度が高まり、水の浸入による軟化・膨張を起こしにくい材料：且つ
2. 盛土の安定・支持力が締固めにより増大する材料：且つ
3. 盛土完成後の圧縮沈下が出来るだけ小さい材料

を選定する必要がある。

一方、コスト削減から判断すると、3つのパッケージで合計150万m³もの土砂の掘削・浚渫が行われ、土捨場に運ばれる。これらの有効利用を検討する必要がある。

1) 堤防盛土材として適する材料の基準

本詳細設計では、堤防盛土材選定のためのガイドラインがフィリピンにはないため、日本の「河川土工マニュアル」等による適した盛土材の取得方法について本項にて検討する。「河川土工マニュアル」によると、以下の図 7.1.17 に示す盛土材料の粒度分布が図内の赤破線内の材料が堤防材料として適しているとされている。



出典：調査団

図 7.1.17 粒度分布における堤防材料選定限界線

2) 土質試験・底質試験結果に基づく発生土の粒度分布及び必要購入材料

基本的に全てのパッケージで発生する掘削・浚渫工事によって発生する残土は、河床または河岸に堆積している土砂のため、シルトまたは砂分が多く、そのままの粒度分布では、上部限界線を越え、浸透に対しては強いが、安定性が弱く、圧密沈下も多く発生してしまう。よって、トライアル計算を行い、各パッケージで、発生土に対し以下の表 7.1.16 に示す比率の 20~40mm の土砂（砂利）を購入し混合することで、堤防材料とし適切な材料となることが確認された（図 7.1.18~図 7.1.20 参照）。

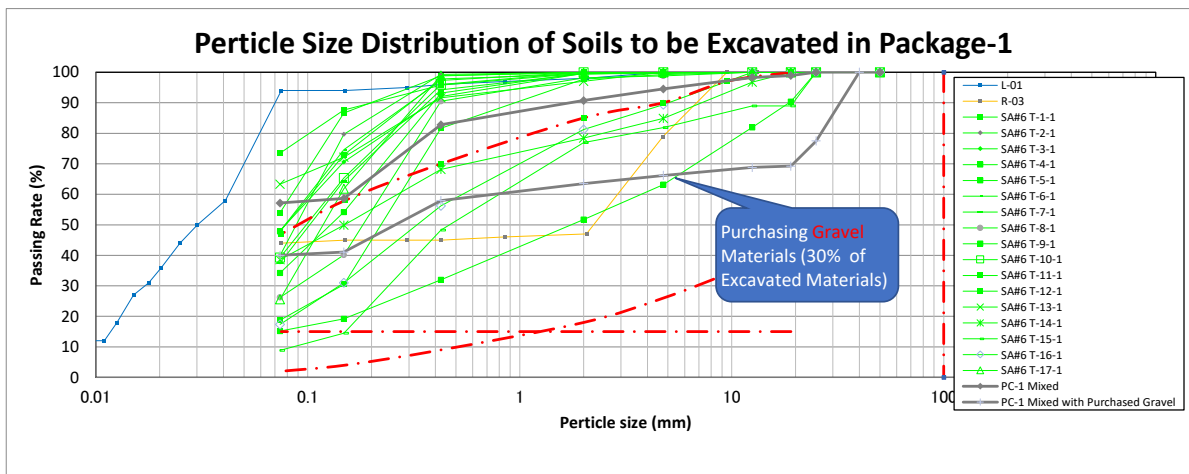
よって、堤防盛土の建設は基本的には現場発生土を利用し、この現場発生土に表 7.1.16 に示す比

率の砂利（20~40mm）を混合し、堤防盛土として利用する事とする。

表 7.1.16 堤防盛土のために購入・混合が必要な砂利（20~40mm）の比率

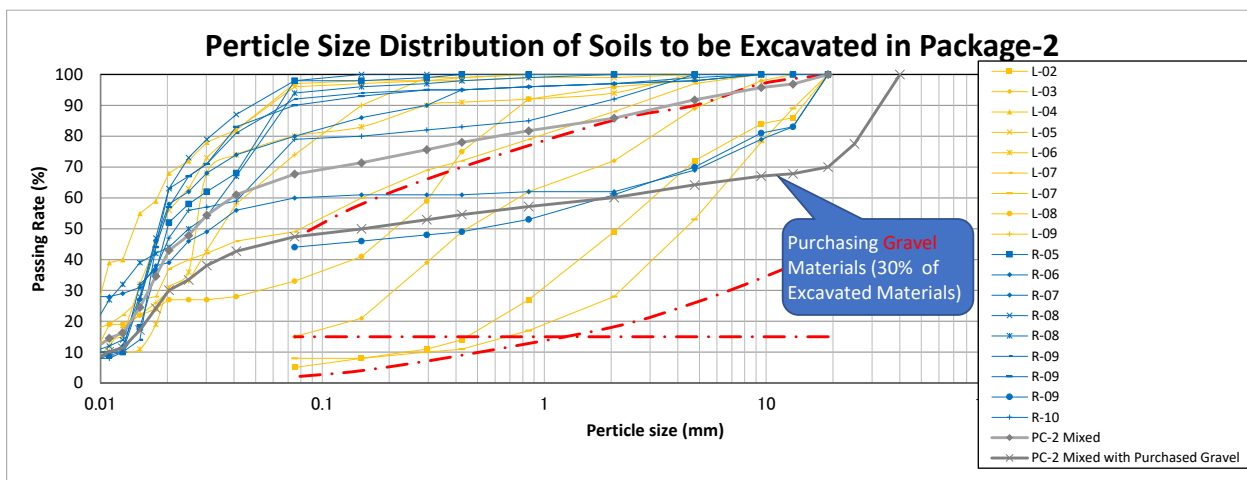
項目	CP-1	CP-2	CP-3
購入・混合が必要な砂利材の比率	30%	30%	10%

出典：調査団



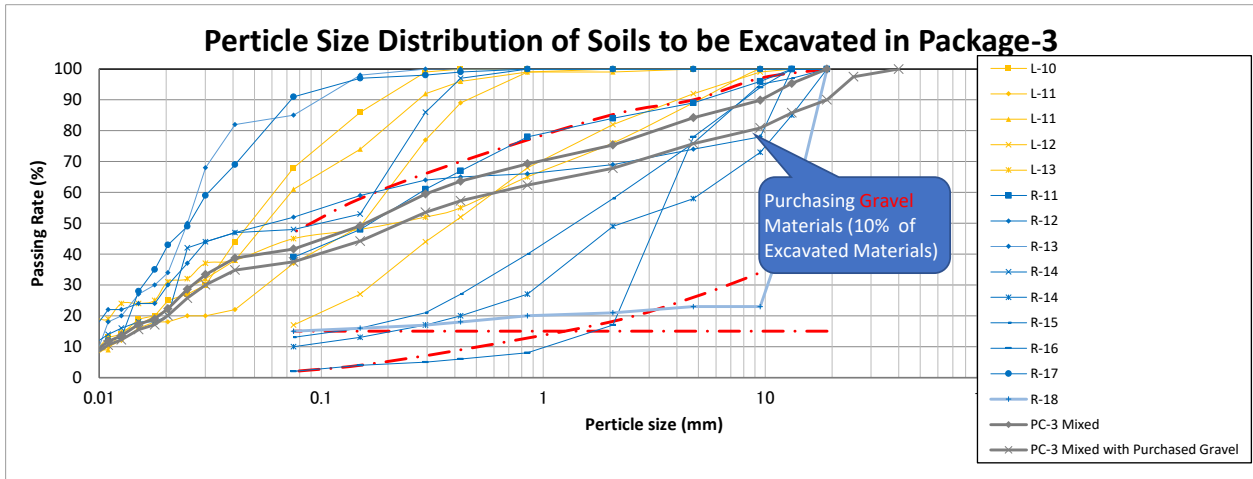
出典：調査団

図 7.1.18 パッケージ 1（CP-1）における発生土粒度分布と 30%砂利混合時の粒度分布



出典：調査団

図 7.1.19 パッケージ 2（CP-2）における発生土粒度分布と 30%砂利混合時の粒度分布



出典：調査団

図 7.1.20 パッケージ 3（CP-3）における発生土粒度分布と 10%砂利混合時の粒度分布

(2) 護岸背後の埋土材の検討

新設護岸を既設護岸前面に設置する箇所では、新設護岸と既設護岸の間を土砂により埋める必要が発生する。当該箇所においては、下記に示す事項を目的として、これまでのフェーズ同様に砂質土による埋土材を使用する（フェーズ II および III では Free Draining Backfill を使用）。

- ・ 新設護岸背後埋土部の排水性を良好にする
- ・ 埋土部分の沈下が極力発生しないようにする

7.1.3.3 築堤部及び護岸上部法面の安定検討

(1) 常時及び地震時

1) 解析方法

常時及びレベル 1 地震時における築堤部及び護岸上部法面の安定照査を行った。解析は、11 章 11.5.3 に示す修正フェレニウス法によるすべり面の安定照査を用いた。地震時の設計水平震度は 0.20 とする（11 章 11.4.2.2）。

また、当該設計区間では、液状化危険度の判定の結果、築堤直下に液状化層の存在する箇所はないことから、液状化による過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり（ Δu ）法は実施対象外である。（液状化判定結果は 6 章 6.1.3.2 を参照）

また、安全率については、常時 1.2、地震時 1.0 とする（11 章 11.5.3）。

2) 解析断面

護岸、法面の構造の異なる設計区間ごとに、法高が高い場所や、基礎地盤が軟弱な場所を抽出し、検討を行った。解析断面は表 7.1.17 のとおりである。

表 7.1.17 各区間の解析断面

Bank	Cross Section	Structure	Reason for Selection
Left	L5+400	川側：上段 2 割、下段 3 割の法面 陸側：平場（駐車場）	砂層、粘性土層が最も厚く背後地盤が最も弱い。 また、同等の護岸構造の区間の中で最も壁高が高い
	L5+780	川側：上段 2 割、下段 2 割の法面 陸側：平場（管理用道路）	同等の護岸構造の区間の中で砂層、粘性土層が最も厚く背後地盤が最も弱い。
	L6+340	川側：上段 2 割、下段鋼矢板護岸 陸側：平場（管理用道路）	同等の護岸構造の区間の壁高はどの断面も同じであるが、当該断面は最も地盤が弱い。
	L7+820	川側：0.5 割擁壁＋鋼矢板護岸 陸側：0.5 割擁壁＋鋼矢板	同等の護岸構造の区間の中で最も壁高が高い。
Right	R6+060	川側：0.5 割擁壁＋鋼矢板護岸 陸側：二割法面＋堤脚保護工	同等の護岸構造の区間の中で最も壁高が高い。
	R10+960	川側：0.5 割擁壁＋鋼矢板護岸 陸側：二割法面＋堤脚保護工	同等の護岸構造の区間の中で最も壁高が高い。

出典：調査団

3) 解析結果

解析断面におけるのり面の安定性検討の結果を示す。

表 7.1.18 常時及び地震時の円弧すべり解析結果（L5+400）

Cross Section	L5+400	
Slope Height	3.84 (m)	
Crown Width	(flat ground)	
Case	Normal	Seismic
Water Level	14.415 (OWL)	
Result	<p>Min. Fs=2.665 > 1.20 OK</p>	<p>Min. Fs=1.832 > 1.00 OK</p>

出典：調査団

表 7.1.19 常時及び地震時の円弧すべり解析結果（L5+780）

Cross Section	L5+780	
Dike Height	3.28 (m)	
Crown Width	(flat ground)	
Case	Normal	Seismic
Water Level	14.444 (OWL)	14.444 (OWL)
Result	<p>Min. Fs=6.128 > 1.20 OK</p>	<p>Min. Fs=4.435 > 1.00 OK</p>

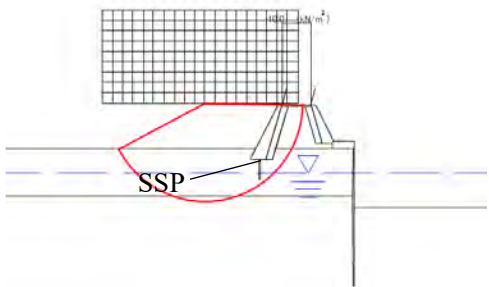
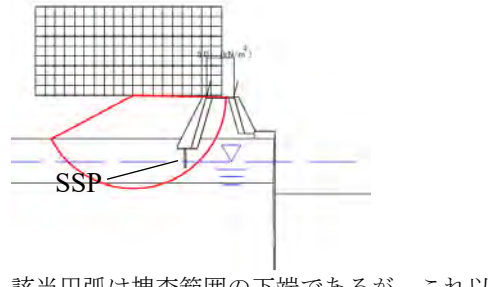
出典：調査団

表 7.1.20 常時及び地震時の円弧すべり解析結果（L6+340）

Cross Section	L6+340	
Dike Height	4.50 (m)	
Crown Width	(flat ground)	
Case	Normal	Seismic
Water Level	14.487 (OWL)	14.487 (OWL)
Result	<p>Min. Fs=1.642 > 1.20 OK</p>	<p>Min. Fs=1.001 > 1.00 OK</p>

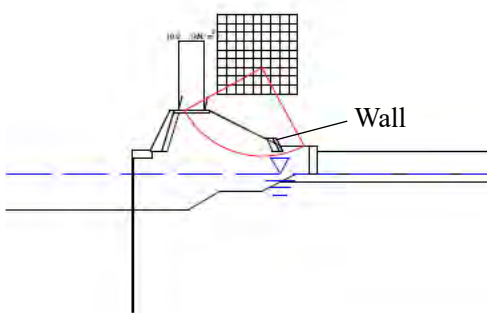
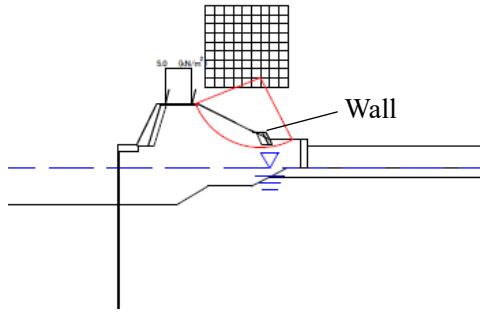
出典：調査団

表 7.1.21 常時及び地震時の円弧すべり解析結果（L7+820）

Cross Section	L7+820	
Dike Height	4.43 (m)	
Crown Width	3.70 (m)	
Case	Normal	Seismic
Water Level	11.601 (OWL)	11.601 (OWL)
Result	<p>Min. Fs=3.690 > 1.20 OK</p>  <p>該当円弧は捜査範囲の下端であるが、これ以下では堤体の内部からすべりが生じ、不適であることから、最小安全率となる天端位置でのすべりを抽出した。</p>	<p>Min. Fs=1.886 > 1.00 OK</p>  <p>該当円弧は捜査範囲の下端であるが、これ以下では堤体の内部からすべりが生じ、不適であることから、最小安全率となる天端位置でのすべりを抽出した。</p>

出典：調査団

表 7.1.22 常時及び地震時の円弧すべり解析結果（R6+060）

Cross Section	R6+060	
Dike Height	3.97 (m)	
Crown Width	4.30 (m)	
Case	Normal	Seismic
Water Level	11.465 (OWL)	11.465 (OWL)
Result	<p>Min. Fs=1.682 > 1.20 OK</p> 	<p>Min. Fs=1.033 > 1.00 OK</p> 

出典：調査団

表 7.1.23 常時及び地震時の円弧すべり解析結果（R10+960）

Cross Section	R10+960	
Dike Height	4.26 (m)	
Crown Width	3.00 (m)	
Case	Normal	Seismic
Water Level	11.843 (OWL)	
Result	<p>Min. Fs=1.593 > 1.20 OK</p>	<p>Min. Fs=1.006 > 1.00 OK</p>

出典：調査団

(2) 洪水時（浸透によるすべり）

1) 解析方法及び解析断面

築堤部及び護岸上部の盛土の浸透破壊が問題となる可能性のある断面において、計画洪水時の浸透によるすべり安全性を検討した。解析は、11章 11.5.3 に示す、修正フェレニウス法を用いた。安全率については、1.2 とする（11章 11.5.3）。

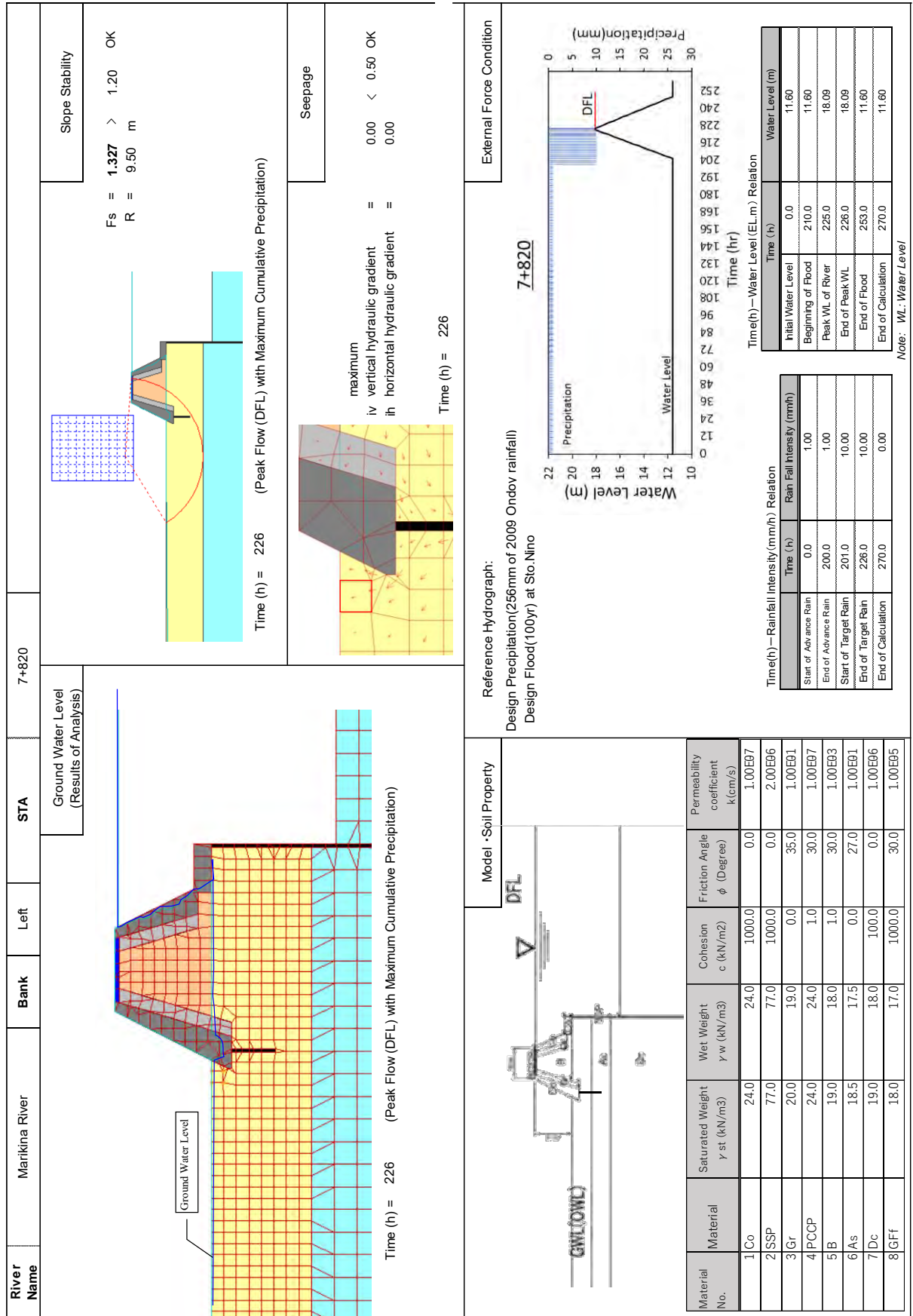
表 7.1.24 各区間の解析断面

Bank	Cross Section	Structure	Reason for Selection
Left	L7+820	川側：0.5 割擁壁＋鋼矢板護岸 陸側：0.5 割擁壁＋鋼矢板	同等の護岸構造の区間の中で最も壁高が高い。
Right	R6+060	川側：0.5 割擁壁＋鋼矢板護岸 陸側：二割法面＋堤脚保護工	同等の護岸構造の区間の中で最も壁高が高い。
	R10+960	川側：0.5 割擁壁＋鋼矢板護岸 陸側：二割法面＋堤脚保護工	同等の護岸構造の区間の中で最も壁高が高い。

出典：調査団

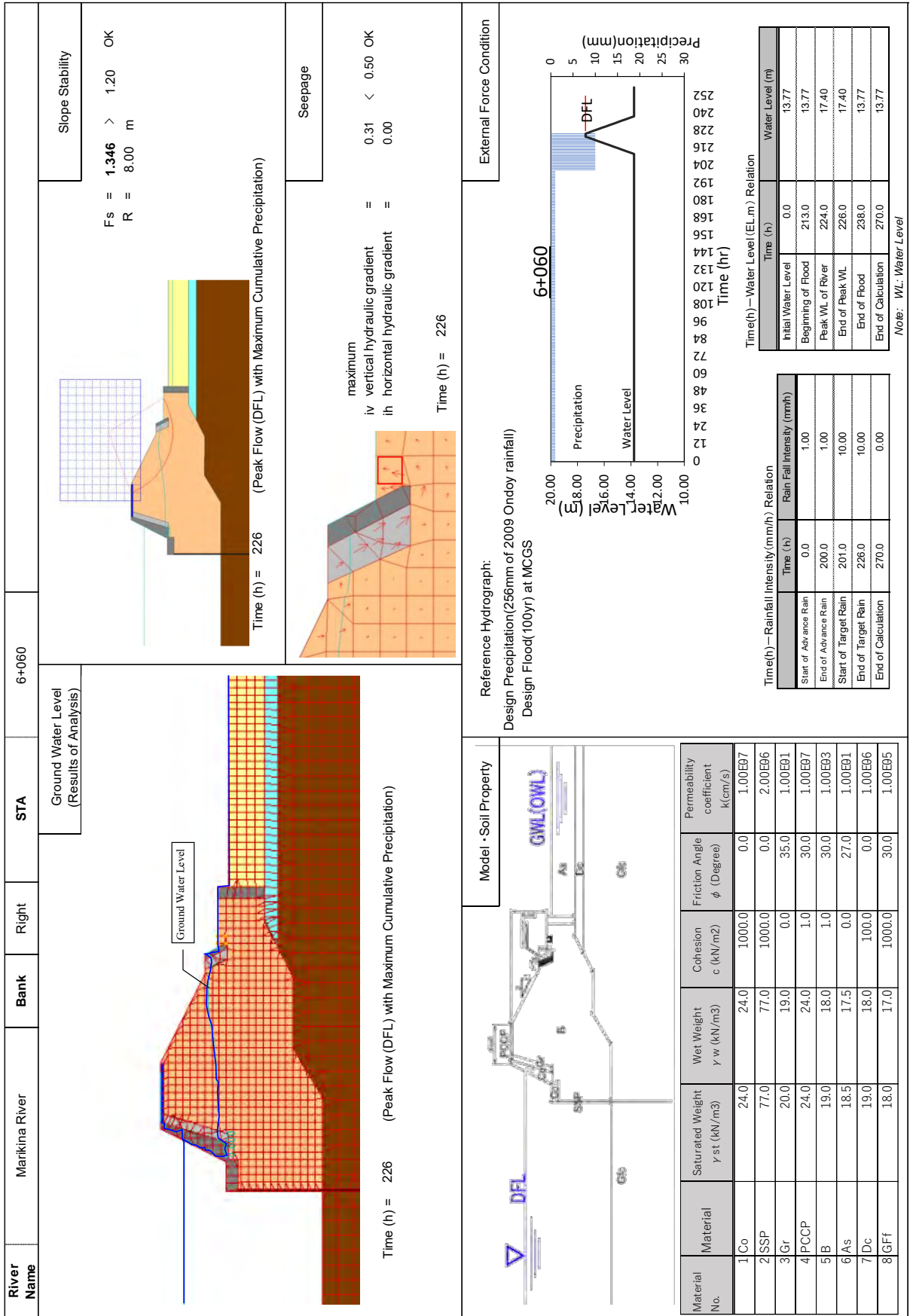
2) 解析結果

解析断面におけるのり面の安定性の検討条件及び結果を示す。対象断面については、いずれも安全率を満足する結果となった。



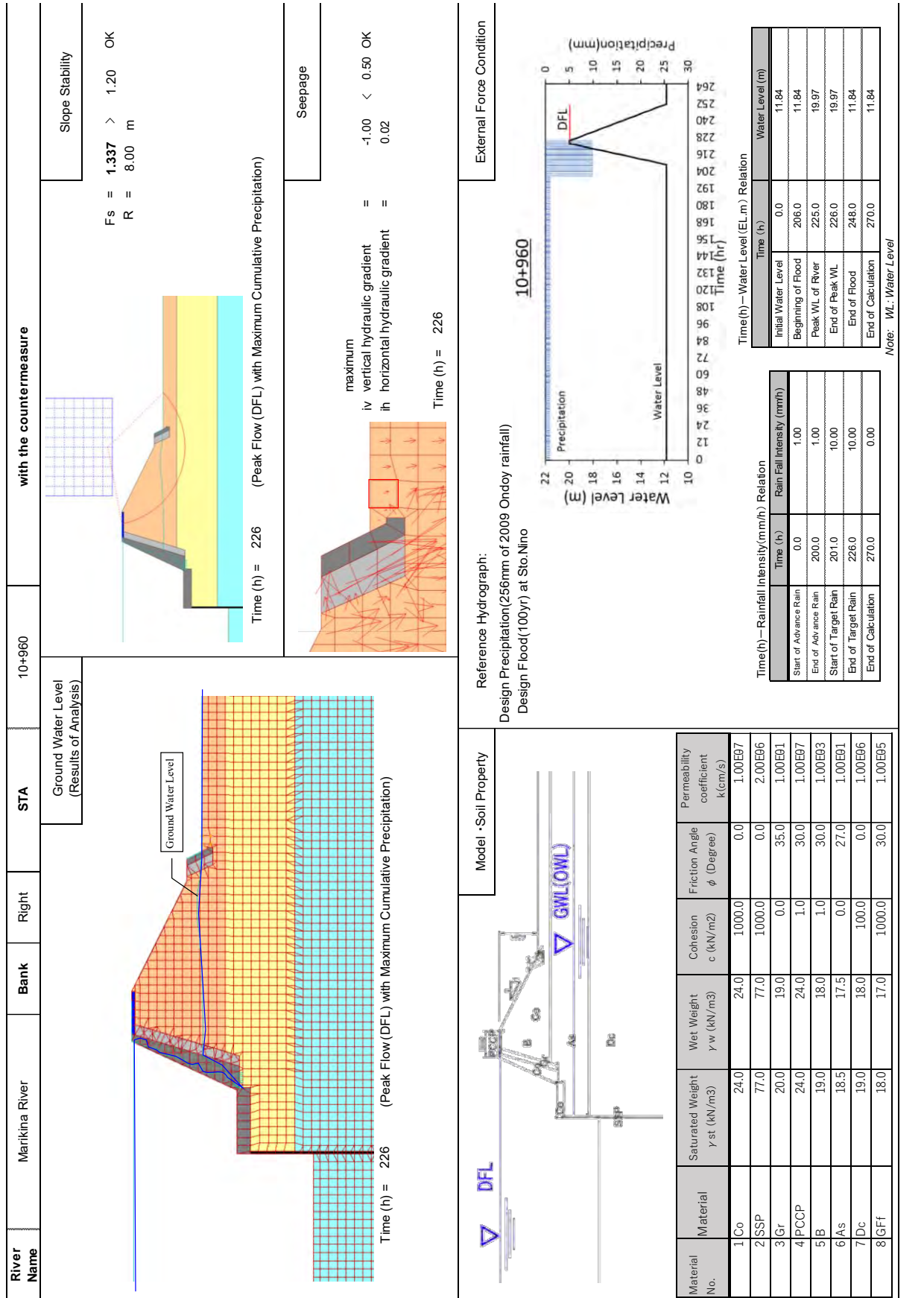
出典：調査団

図 7.1.21 浸透によるすべり安定照査結果 (L7+820)



出典：調査団

図 7.1.22 浸透によるすべり安定照査結果 (R6+060)



出典：調査団

図 7.1.23 浸透によるすべり安定照査結果 (R10+960)

7.1.3.4 法覆工の設計

(1) 法覆工形式の抽出

法勾配が2割よりも緩い箇所については法覆工を設置する。設計流速が2.0m/s未滿の箇所については張芝により法面を保護する。一方、下記に示す箇所に関しては法覆工を配置し、法面を浸食から保護する。

- ・ 堰や水門等の河道および堤防横断工作物の上下流
- ・ MCGS 下流右岸側

護岸形式は DGCS, vol.3 に紹介されている各型式より抽出する。表 7.1.25 に示す評価より 5) Gabion (Spread Type) (鉄線かご平張り) と 9) Reinforced Concrete Facing (鉄筋コンクリート張) が適用可能な形式と言える。これらの2型式より、それぞれ設置個所で求められる条件を考慮の上、法覆工の形式を決定する。

表 7.1.25 法覆工形式の評価

護岸形式	耐流速 >2.0 m/s	2割法面での適用性	耐久性	評価
1) Sodded River Bank with Pile Fence	NG	OK	低い	推奨しない
2) Dry Boulder Riprap	OK	OK	低い	推奨しない
3) Grouted Riprap (Spread Type)	OK	OK	中位 ひび割れが生じやすい	推奨しない
4) Grouted Riprap (Wall Type)	OK	NG	中位 ひび割れが生じやすい	推奨しない
5) Gabion (Spread Type)	OK	OK	中位	OK
6) Gabion (Pile-up type)	OK	NG	中位	推奨しない
7) Rubble Concrete (Spread Type)	OK	OK	中位 ひび割れが生じやすい	推奨しない
8) Rubble Concrete (Wall Type)	OK	NG	中位	推奨しない
9) Reinforced Concrete Facing	OK	OK	高い	OK

出典： DGCS, vol.3, 2015, P 5-31 より調査団整理

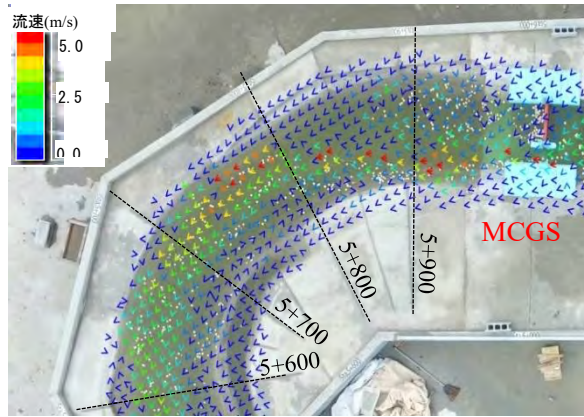
(2) 法覆工の選定

1) 堰や水門等の河道および堤防横断工作物の上下流

構造物周辺では構造物端部が弱点とならないよう、十分な強度を期待できる形式である必要がある。よって、構造物周辺は鉄筋コンクリート張により法面を保護する。

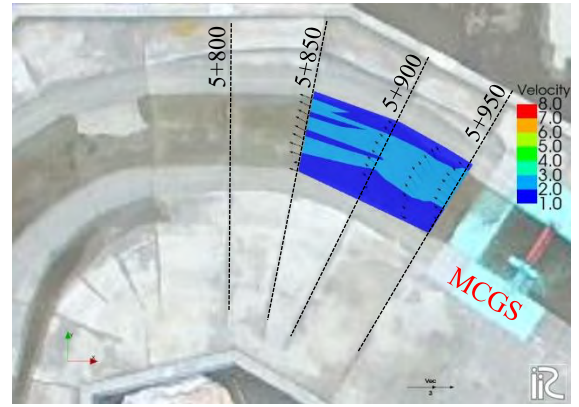
2) MCGS 下流右岸側

MCGS の下流側は、流量調整により複雑な流れが発生することとなる。MCGS 直下流にはシルを設け、下流側の流況が安定するようにしており、水理模型実験を通してその効果を確認している (図 7.1.24、図 7.1.25 参照)。しかしながら、当該箇所が外岸側に位置していることや、MCGS 下流から直進する流れによる水当たりとなる箇所となることを考慮し、MCGS 下流側の鉄筋コンクリート張護岸を延長して保護することとする。



出典：調査団

図 7.1.24 堰下流の流況（シルなし）



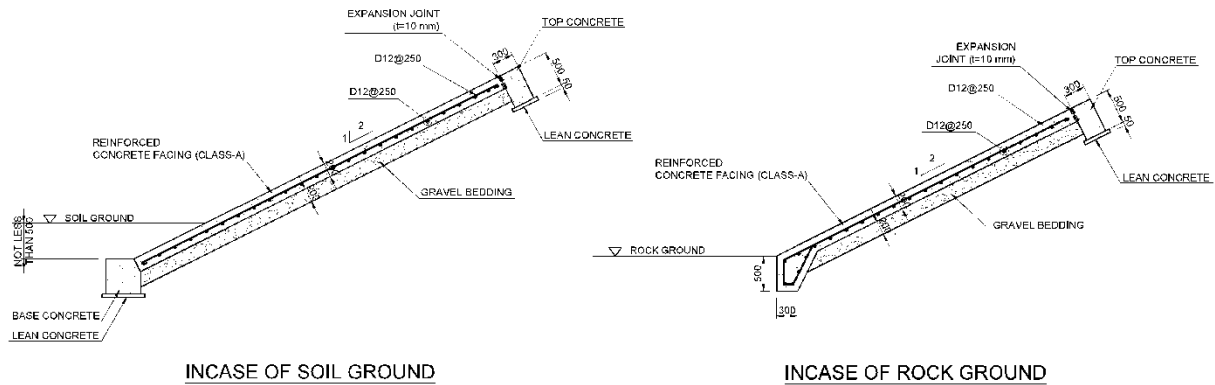
出典：調査団

図 7.1.25 シル設置後の流況

(3) 鉄筋コンクリート張の構造

図 7.1.26 に標準断面図を示す。鉄筋コンクリート張の厚さは DGCS Vol.3 に示された最小厚 20cm とする。また、基礎地盤が土砂の場合は 0.5m の根入れを確保する。河床に基礎を根入れする場合は最低 1.0m の根入れを確保する。基礎地盤または河床が岩の場合には、根入れはせず法覆工部分と一体化したカットオフとする。

コンクリートの膨張収縮によるひび割れを防止するため、20m に 1 か所の間隔で伸縮目地を設置する。



出典：調査団

図 7.1.26 鉄筋コンクリート張の標準断面

7.1.4 既設護岸前面根固工の設計 (Sta. 6+360~Sta6+600 左岸)

(1) 既設護岸の現状

Sta.6+360~Sta6+600 左岸側には既設の鋼矢板護岸+法覆工が設置されている。現状では上部の法覆工については一部でひび割れや陥没している箇所等を確認できる(写真 7.1.1 および写真 7.1.2 参照)が、コーピングコンクリートの天端に傾きや法覆工のずれ落ち等の致命的な変状はなく護岸自体は健全な状態を保持していると考えられることができる。また、既存資料より、鋼矢板護岸の設計河床はおおよそ EL.10m 程度と考えられていたと想定できる。

一方、当該区間では現在河道浚渫工事が実施中であり、当初計画では左岸側の既設護岸前面まで浚渫を行う計画とされていた。ただしその後、既設護岸への安定性への懸念から、河岸際までの浚渫は実施しない方針で工事が進められている（浚渫工事業者へのヒアリング）。現時点では具体的に既設護岸からどの程度離隔を確保して浚渫を行っているかの詳細な情報は得られていない。



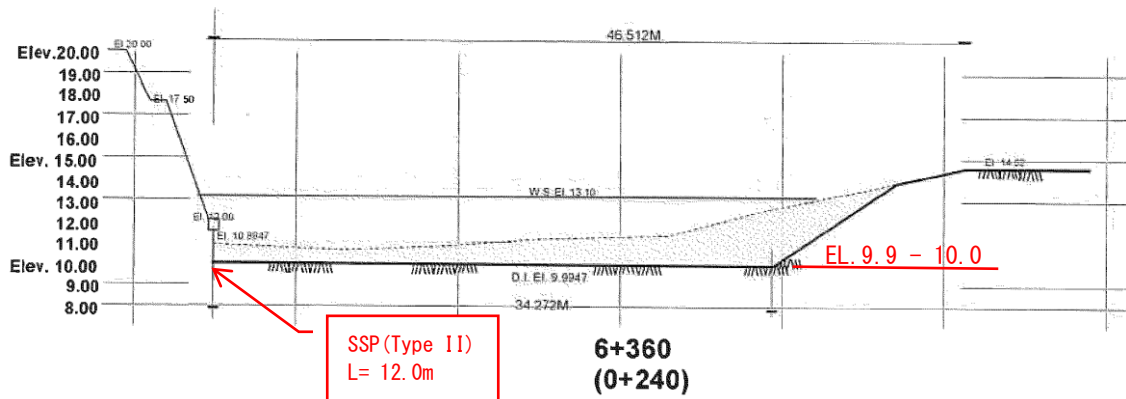
出典：調査団

写真 7.1.1 既設の法覆工の損傷（1）



出典：調査団

写真 7.1.2 既設の法覆工の損傷（2）



注記：矢板の型式は既存資料記載の寸法値より判断した。

出典：DPWH-NCR, IROWR-PMO

図 7.1.27 既設護岸の資料（抜粋）

(2) 対処方針

以上のような状況から、当該箇所においては下記の方針で改修を行う。

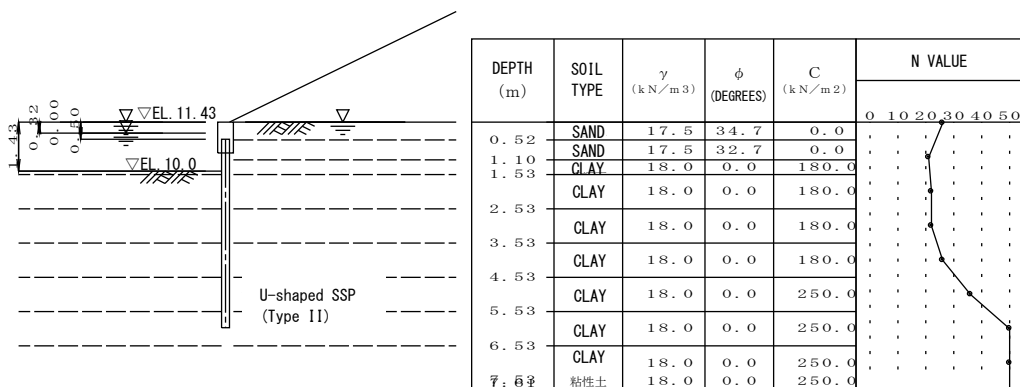
- ・ 既設の鋼矢板護岸を残置する
- ・ 法覆工については、後述する管理用通路を張り出して設置する範囲の撤去・再設置を行う
- ・ 根固め工を配置し、既設護岸前面の河床高を EL10.0m に維持できるようにする
- ・ 既設の矢板護岸が必要な受動抵抗を確保できる根固め幅とし、根固め前面は計画河床まで浚渫を行う。

(3) 既設護岸安定計算

以下に既設護岸の安定計算結果を示すより、既設の矢板の安定性を確認した。

			常時	地震時
断面二次モーメント	I (cm ⁴)	8740		
断面係数	Z (cm ³)	874		
最大曲げモーメント	M _{max} (kN・m/m)		8.09	9.14
応力度	σ (N/mm ²)		11 (180)	13 (270)
水平変位	δ (mm)		3.52 (50.0)	3.08 (75.0)
必要根入れ長	D (m)		4.43	3.73
必要矢板全長	L (m)	5.50		

注記：()内の値は許容値



出典：調査団

図 7.1.28 既設護岸部安定計算結果

(4) 根固め工の検討

1) 根固工形式

鋼矢板前面の河床高を EL10.0m に維持する目的から、護岸前面に層積みの根固めを配置する必要がある。一方、当該区間の矢板前面の河床高は平水位以下であり、現況河床高が EL.10.0m よりも高い場合もあれば、低くなってしまっている箇所もある状況である。また、既設護岸から離れた位置までは計画河床まで浚渫を行う計画であり、浚渫した箇所から護岸前面の洗堀が進まないように、浚渫の法面を含め保護する必要がある。以上のような条件から、他の区間で採用している RIPRAP のみによる根固めではなく、掘削した河床および法面を保護するため袋詰根固工を平張で設置する。袋詰根固工は表 6.1.24 に示す比較において、RIPRAP に次いで優位である形式である。

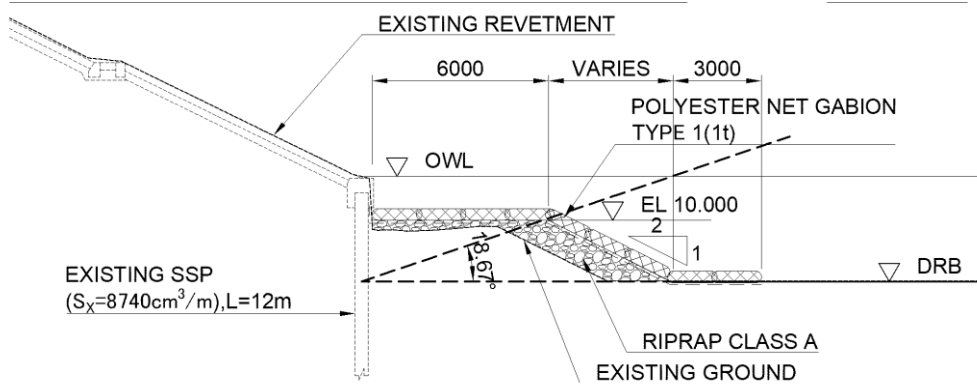
なお、現況河床がすでに EL.10.0m よりも低くなっている箇所については、RIPRAP による盛土を設置し、表面に袋詰根固を配置する。図 7.1.29 に標準断面図を示す。

2) 根固め工諸元

6.1.3.6 低水護岸根固め工の検討及び 6.1.4 橋梁下部工部根固め工の検討における検討より、当該区間の設計流速は 1.9m/s であることから、袋詰根固工は 1t タイプとし、中詰材および盛土として使用する RIPRAP は CLASS A とする。

3) 根固め幅の設定

矢板前面の河床高 EL.10.0m を維持するための根固め幅は、EL.10.0m において受動抵抗が確保できる幅とする。図 7.1.29 に示すように計画河床から、受動崩壊線と EL.10.0m が交差する点を目安に 6.0m に設定する。



注記：受動崩壊角は常時の値で、Riprap の内部摩擦角 35° より設定
 出典：調査団

図 7.1.29 根固め幅の設定方法および標準断面図

7.1.5 付帯施設設計

(1) 管理用通路

1) 管理用通路舗装

管理用通路が管理用車両の通行のみに使用される場合、碎石舗装のみでも十分であるが、マリキナ川沿いの管理用通路は、散策路として一般に開放されることとなる。これまでのフェーズで整備された護岸および堤防の管理用通路も同様に一般に開放されており、日常的に多くの人々に利用されている。よって、天端にはコンクリート舗装を設置し、平常時の河川利用に配慮する。

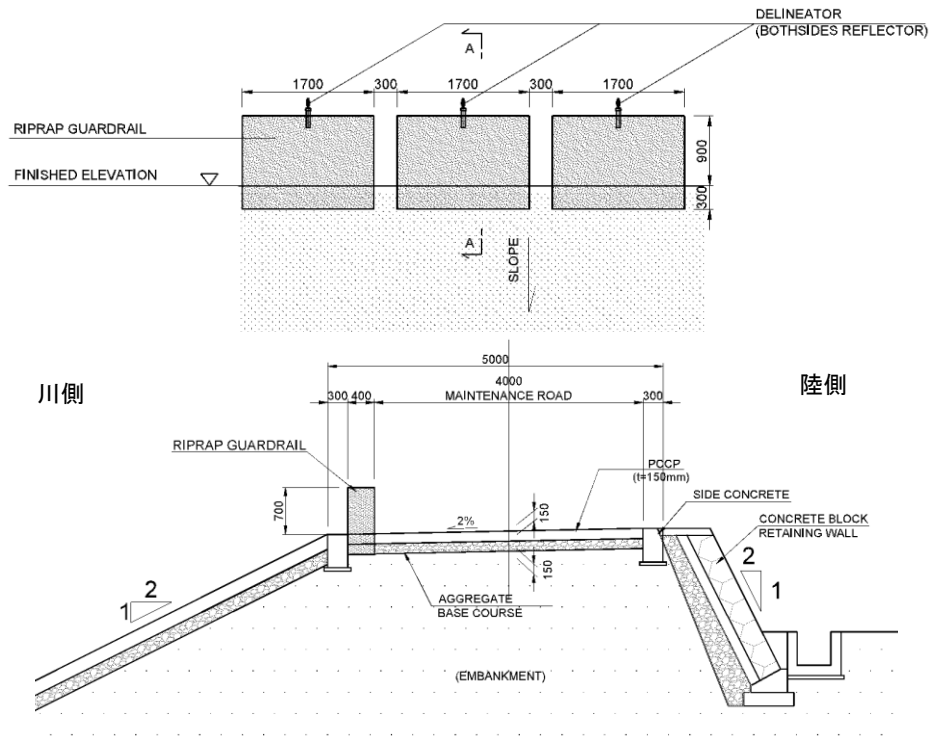
表 7.1.26 管理用通路舗装諸元

項目	諸元	設定根拠 / 備考
舗装タイプ	コンクリート舗装	平常時の河川利用に配慮
舗装厚	150 mm	車両の通行はほとんどないため、DO No.11 Series of 2014 で示される最小厚とする
碎石厚	150 mm	コンクリート舗装と同じ厚さとする

出典：調査団

2) リップラップガードレール（2割法面の場合）

堤防の管理用通路で法勾配が2割以下の緩い勾配の場合、日本の事例では転落防止柵が設けられている例は少ない。しかし、DPWH-UPMO-FCMC より要望があったこと、MCGS および EFCOS 周辺では夜間や荒天時等の視界が十分でない条件下で、管理用通路を車両が通行しなければならない状況が発生することから、川表側にリップラップガードレールを設置する。また、夜間の通行を想定してデリネーターを配置する。



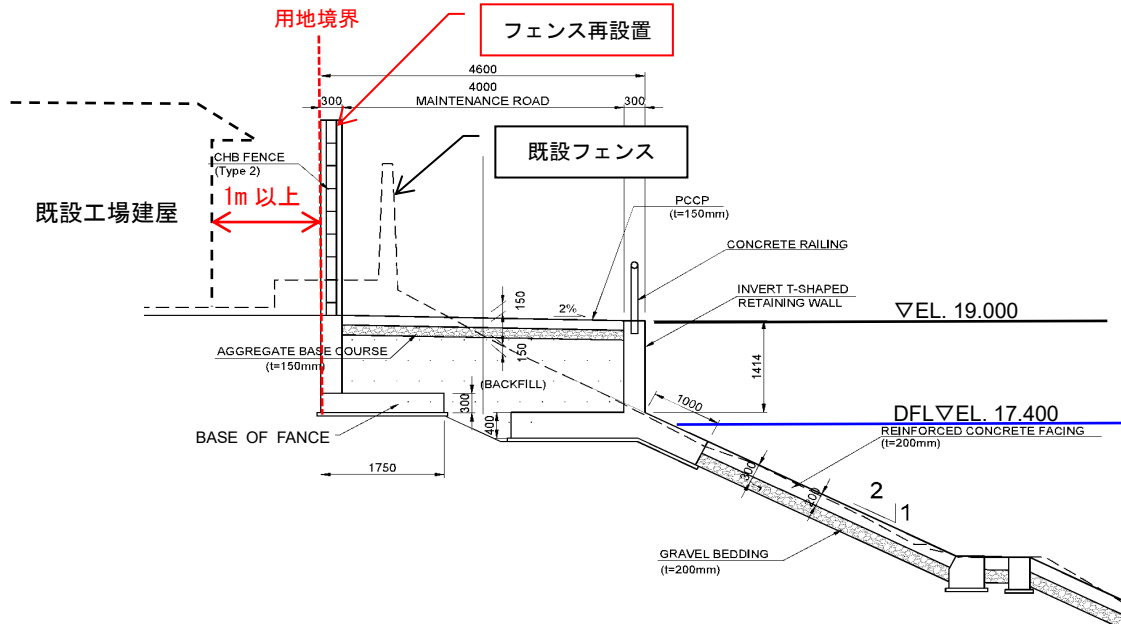
出典：調査団

図 7.1.30 リップラップガードレール標準図

3) Sta. 6+480～Sta6+550 左岸管理用通路について

当該箇所では既設護岸法肩と民地の境界との離隔が最小で 1m 程度しかない区間であり、かつ民地の境界の直背後には大規模な工場建屋が位置しているため、民地を取得して管理用通路を設けることが難しい。しかしながら、当該箇所に管理用通路がない場合、EFCOS と MCGS の間の直接の往来ができないこととなり、施設管理上問題となる。

よって、当該箇所では、既設護岸法面から張り出して管理用通路を設ける構造とする（図 7.1.31 参照）。また、当該区間には既設の鋼矢板護岸＋法覆工が設置されているが、法覆工にはひび割れや陥没箇所を複数確認できる。管理用通路の設置により、法覆工に作用する荷重が増加し、さらなるひび割れ等の損傷を助長することとないよう、既設の法覆工を撤去し、鉄筋コンクリート張の法覆工を再設置する。



出典：調査団

図 7.1.31 Sta. 6+480～Sta6+550 左岸管理用通路標準断面

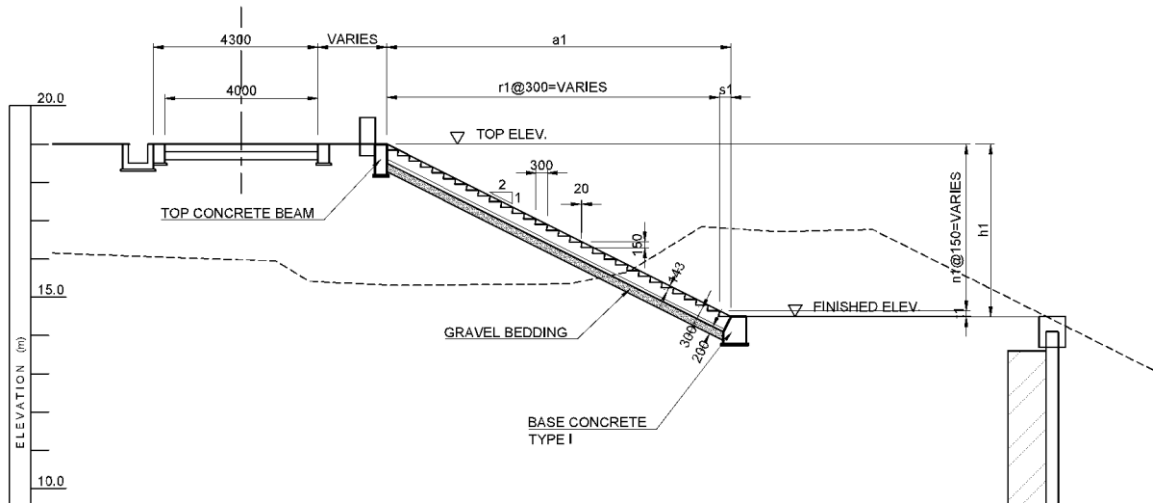
(2) 階段工

2割より緩い法面については、河川内へのアクセスため階段工を設ける。表 7.1.27 に階段工の一覧を示す。階段工の設置間隔は、EFCOS 付近の既設階段の間隔を参考におおむね 100m 程度に 1 か所とした。

表 7.1.27 階段工一覧

パッケージ	右岸/左岸	STA.	目的、設置理由等
CP-1	右岸	5+650	右岸側下流端 河川内および護岸の巡視用
		5+710	河川内および護岸の巡視用
		5+790	〃
		5+892	〃
		5+970	MCGS 下流側 河川内および護岸の巡視用
	左岸	5+789	左岸側護岸端部 河川内および護岸の巡視用
		5+970	MCGS 下流側 河川内および護岸の巡視用
		6+040	河川内および護岸の巡視用
		6+120	〃
		6+220	〃
		6+320	〃
6+475	既設と同位置 河川内および護岸の巡視用		

出典：調査団



出典：調査団

図 7.1.32 階段工 (Sta. 6+120 左岸側)

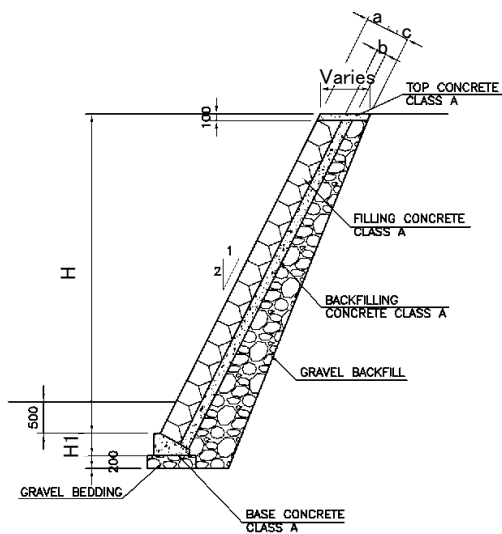
(3) コンクリートブロック積み擁壁

1) 設置位置

コンクリートブロック積み擁壁は、用地の制約等から川裏法面を5分勾配とする必要がある箇所に設置する。

2) 構造仕様

図 7.1.33 にコンクリートブロック積み擁壁の標準断面図を、表 7.1.28 に寸法表を示す。使用するコンクリートのクラスはDPWHの標準仕様 (ITEM1728) に準拠し、Class Aとする。また、無筋コンクリート構造物であることを考慮し、伸縮目地を10mに一か所の間隔で配置する。



出典：調査団

図 7.1.33 ブロック積み擁壁標準断面図

表 7.1.28 ブロック積み擁壁寸法表

高さ H (m)	基礎高 H1 (mm)	控え厚 a (mm)	裏コン厚 d (mm)	裏込め厚, c (mm)
1.50 - 3.00	300	350	100	200
3.00 - 5.00	350	350	150	200
5.00 - 7.00	400	350	200	200

出典：調査団

(4) 堤脚水路および側溝

堤防および堤防背後からの表面水を排水するため、堤脚水路および側溝を配置する。または築堤ではない護岸の場合は以下に示すような場合に管理用通路背後に側溝を設ける。

- ・ 川側の法面の全部または一部が張芝により保護される場合
 - 特に植生が定着するまでの間、背後地から川へ流れ込む表面水により法面が侵食される恐れがあるため
- ・ 川側にコンクリート壁があり表面水を川側へ直接排水できない場合

7.2 排水施設の詳細設計

7.2.1 概要

新設排水施設の構造は、基本的に護岸の構造および既存排水口の種類により「Outlet（排水管）」、「Sluice（樋門）」の2つにタイプ分けされる。両タイプ共に、既存排水口との接続および維持管理のためのマンホールが設置される。また既存排水口の統合のためのコレクターパイプもこのマンホールに接続される。計画洪水水位に対して川裏側の地盤が低く洪水時に河川からの逆流が発生する排水管・排水口についてはその逆流を防ぐためにフラップゲートを設置する。

7.2.2 排水管の詳細設計

7.2.2.1 新設排水管諸元

新設排水管の諸言を下表にまとめる。排水管のサイズは、前述した基本設計条件・方針に従い設定した。

表 7.2.1 新設排水管諸元

Sr. No.	Bank	Station No.	Dia. or Size (Height x Width) (mm)	Invert Elevation	Sr. No.	Bank	Station No.	Dia. or Size (Height x Width) (mm)	Invert Elevation
ML104.5	LEFT	5+400	900	13.47	MR136	RIGHT	5+962	900	11.46
ML104.4	LEFT	5+700	900	12.94	MR124A	RIGHT	6+111	900	12.40
ML104.3	LEFT	5+800	900	13.17	MR124	RIGHT	6+114	500	14.61
ML104.2	LEFT	6+160	900	12.40	MR122	RIGHT	6+120	900	12.40
ML104.1	LEFT	6+330	900	12.40	MR120	RIGHT	6+170	1200	12.08
ML103	LEFT	6+500	900	15.59	MR116	RIGHT	6+202	1200	12.08
ML102	LEFT	6+509	900	13.41	MR115	RIGHT	6+214	300	13.10
ML101	LEFT	6+513	900	15.59	MR090	RIGHT	6+952	1050	12.24
ML100	LEFT	6+541	900	15.59	MR071	RIGHT	7+523	900	11.50
ML099	LEFT	6+758	1800	9.78	MR069	RIGHT	7+732	900	11.10
ML098	LEFT	7+178	1500	10.35	MR067.1	RIGHT	7+779	900	11.10
ML097A	LEFT	7+216	1000X1000	10.30	MR065	RIGHT	7+890	300	13.21
ML097.4	LEFT	7+406	1200	10.68	MR064	RIGHT	7+912	300	13.31
ML097.3	LEFT	7+658	1200	10.78	MR061	RIGHT	7+960	300	14.82
ML073.3	LEFT	8+137	1800	11.58	MR059	RIGHT	7+993	900	12.70
ML073.2	LEFT	8+245	900	12.80	MR058.1	RIGHT	8+128	900	12.52
ML073.1	LEFT	8+341	900	12.80	MR057	RIGHT	8+199	900	12.70
ML073A	LEFT	8+446	900	12.44	MR056	RIGHT	8+245	900	12.73
ML072A	LEFT	8+611	900	12.80	MR055	RIGHT	8+312	1500	12.15
ML071A	LEFT	8+791	900	12.40	MR054	RIGHT	8+328	900	12.80
ML070A	LEFT	8+848	600	12.09	MR053	RIGHT	8+443	900	12.80
ML069	LEFT	9+002	1440X1310	13.13	MR048	RIGHT	8+492	900	12.80
ML068.1	LEFT	9+177	900	11.66	MR047	RIGHT	8+507	900	12.80
ML066.4	LEFT	9+785	1050	12.94	MR047.1	RIGHT	8+521	900	12.80
ML066A	LEFT	9+896	3150X3080	11.72	MR043.39	RIGHT	8+563	1200	12.25
ML066.101	LEFT	9+899	900	12.40	MR032.501	RIGHT	8+603	1200	11.58
ML065A	LEFT	10+064	1050	12.84	MR030	RIGHT	8+665	900	11.30
ML064.2	LEFT	10+169	900	11.90	MR029	RIGHT	8+671	900	11.30
ML064.1	LEFT	10+266	900	11.86	MR028	RIGHT	8+674	900	11.30
ML062.3D	LEFT	10+345	1200	12.78	MR027	RIGHT	8+684	900	11.30
ML062A	LEFT	10+361	3X1200	11.87	MR025.1	RIGHT	9+120	1800	10.38
ML061.4	LEFT	10+405	900	13.30	MR025	RIGHT	9+202	2000X2000	10.15
ML061.3	LEFT	10+506	900	12.73	MR024	RIGHT	9+291	2000X2000	10.15
ML061.2	LEFT	10+607	900	11.60	MR023	RIGHT	9+453	900	13.00
ML058.2	LEFT	11+634	900	13.10	MR022	RIGHT	9+471	900	12.60
ML050.2	LEFT	11+782	900	12.63	MR021.3	RIGHT	9+569	900	12.32
ML022A	LEFT	12+011	1050	12.03	MR021.301	RIGHT	9+570	900	10.79
ML021.1	LEFT	12+052	1800X1800	12.27	MR021.302	RIGHT	9+571	900	12.45
ML020	LEFT	12+146	2x900	12.40	MR021.2	RIGHT	9+638	900	12.32
ML019	LEFT	12+251	2x1200	12.83	MR021.1	RIGHT	9+774	1050	12.94
ML018	LEFT	12+365	900	11.70	MR021	RIGHT	9+840	900	11.59
ML017.2	LEFT	12+388	900	12.10	MR020	RIGHT	9+886	900	11.78
ML017.1	LEFT	12+539	2000X2500	10.65	MR019	RIGHT	9+903	900	11.61
ML017	LEFT	12+542	900	11.96	MR018	RIGHT	10+221	3600x3200	12.85
ML016	LEFT	12+572	900	12.10	MR017	RIGHT	10+292	1500	11.29
ML015	LEFT	12+668	900	12.20	MR015.2	RIGHT	10+375	900	10.71
ML013	LEFT	12+764	900	12.20	MR015.1	RIGHT	10+414	900	10.64
ML012.3	LEFT	12+823	900	12.50	MR015.101	RIGHT	10+536	900	10.36
ML012.201	LEFT	12+878	900	11.80	MR015A	RIGHT	10+569	900	11.70
ML012.2	LEFT	12+942	900	12.20	MR014	RIGHT	10+610	900	11.42
ML012.1	LEFT	12+989	1200	10.36	MR010	RIGHT	10+726	1360X2000	11.01
ML012	LEFT	13+037	900	11.80	MR009.1	RIGHT	10+804	1800	10.48
ML011.1	LEFT	13+073	900	12.20	MR004.3	RIGHT	13+010	900	12.16
ML009	LEFT	13+151	1500X1500	11.55	MR004.1	RIGHT	13+033	300	10.96
ML005	LEFT	13+206	1000X1000	11.76	MR004A	RIGHT	13+046	1200	10.94
ML004	LEFT	13+261	900	11.73	MR003.105	RIGHT	13+075	300	10.81
MR151C	RIGHT	5+513	900	10.40	MR003.10	RIGHT	13+128	900	12.31
MR151D	RIGHT	5+524	900	10.60	MR003.5	RIGHT	13+158	300	10.50
MR151	RIGHT	5+788	900	10.70	MR003.1	RIGHT	13+215	900	11.92
MR147A	RIGHT	5+852	300	11.33	MR003	RIGHT	13+236	900	11.41
MR144	RIGHT	5+863	900	10.70	MR002A	RIGHT	13+283	900	11.86
MR141	RIGHT	5+907	300	11.38	MR001A	RIGHT	13+327	900	11.61
MR137	RIGHT	5+955	900	11.46					

出典：調査団

7.2.2.2 排水管施設の詳細設計

(1) 概要

下表に新設する樋管の諸言をまとめる。各樋管の敷高は、排水能力の低下を防ぐため既設排水管の敷高より低くし、また通常時における堤内地からのスムーズな排水に配慮し極力敷高が水に浸からない高さに設定した。

1) 排水管 (Outlet)

新設排水管渠径は、既存排水口がもつ排水区からの計画流出量を流下できるサイズとするが、最小口径はガイドラインに示されている 900mm とする。但し、家屋からの雨樋や生活排水、コレクターパイプについては最小径 900mm は適用されず、既存と同等のサイズを新設部に採用する。新設排水管 (Outlet) は、Phase2、Phase3 と同様に矢板部分に開口をもつコンクリート構造物とする。

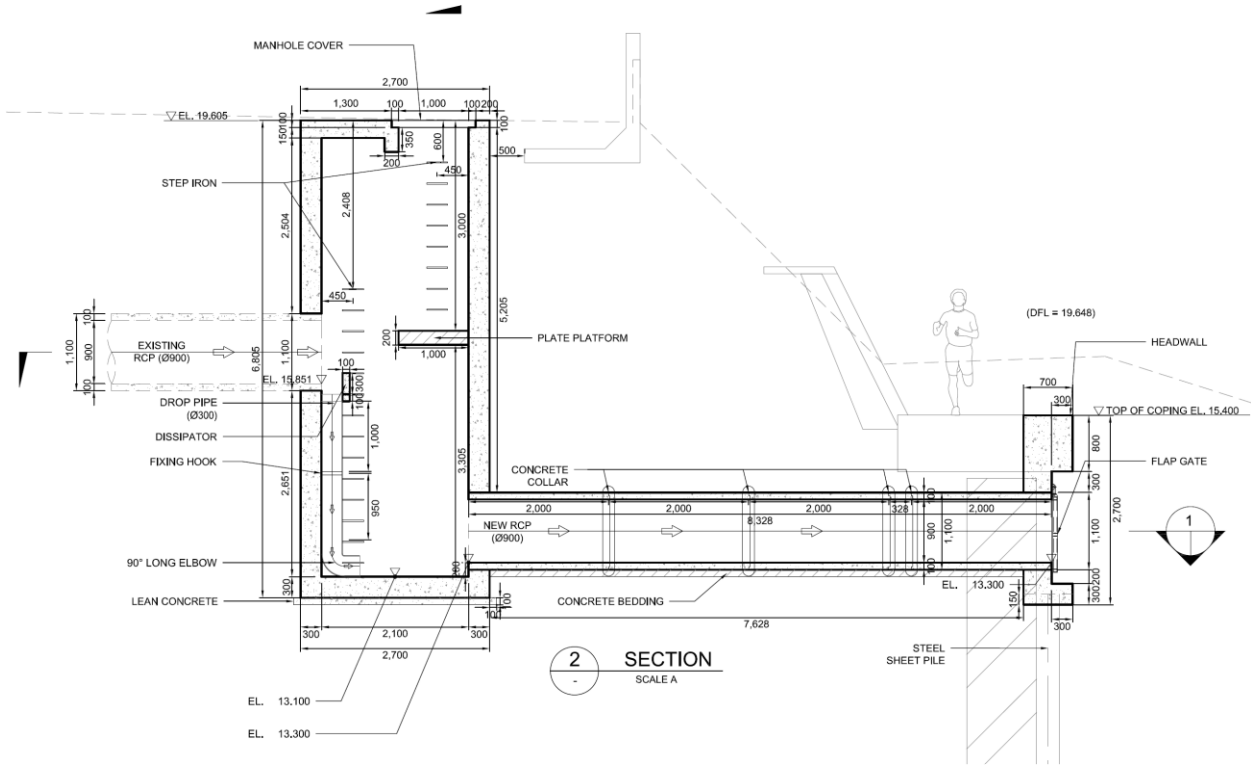
2) マンホール

既存排水口と新設排水管との接続および施設維持管理のためマンホールを設置する。1.0m よりも深いマンホールについては、マンホール内に降りるための足掛 (Step Iron) を設置する。

マンホールが深くなる場合は、維持管理上の安全面を考慮して踊り場 (Platform) を設ける。ガイドラインには、この踊り場についての規定が無いため、「下水道施設計画・設計指針と解説」(公益社団法人 日本下水道協会)にある「3～5m ごとに踊り場を設けることが望ましい。また、マンホールの床版下及び最下段中間スラブ下の有効高さは維持管理作業に支障のないようにインバートから 2m 以上を確保することが望ましい」を適用し、マンホール深さが 5m 以上になる場合、3m ごとに踊り場を設ける。

上流管渠 (既存管) と下流管渠 (新設排水管) との段差が 1.2m 以上になる場合には副管 (Drop Pipe) を設置する。副管はマンホール内での点検や清掃作業を容易にするとともに、流水によるマンホール底部、側壁等の摩耗を防ぐ役割をもつ。

上述した (1) と (2) の構造をもつ新設排水管 (Outlet) の一般図を以下に示す。



出典：調査団

図 7.2.1 新設排水管一般図

(2) マンホールの構造検討

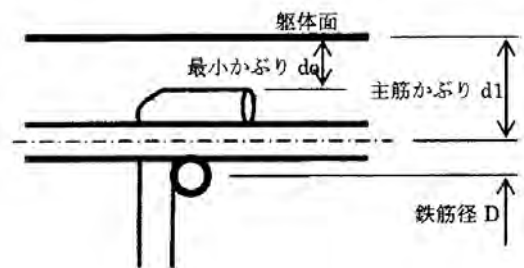
1) コンクリートのかぶり

マンホール鉄筋の最小かぶりは、表 7.2.2 に示す最小コンクリートかぶりに基づき、地中に接する部材（底板、側壁）は 75mm、悪天候に晒される部材（頂版）の主筋は 50mm とする。最小かぶりに対し、部材表面から主筋中心までの主筋かぶりは図 7.2.2 により算出する。

表 7.2.2 マンホール各部材の鉄筋かぶり

かぶり	図中記号	頂版	側壁、底板
最小かぶり	d_0	50mm	75mm
主筋かぶり	d_1	75mm	100mm

出典：調査団



出典：調査団

図 7.2.2 マンホール部材の主筋かぶり

上記の最小かぶりに加え、施工性の観点より主筋同士の離隔を 100mm 以上取ることとし、部材厚さは下表に示す値以上とする。

表 7.2.3 マンホール部材の最低厚さ

部位	頂版	側壁、底板
最小部材厚	250mm (主筋かぶり 75mm x 2 + 100mm)	300mm (主筋かぶり 100mm x 2 + 100mm)

出典：調査団

2) 構造計算条件の整理

マンホール鉄筋の最小かぶりは、表 11.6.14 に示す最小コンクリートかぶりに基づき、地中に接する部材（底板、側壁）は 75mm、悪天候に晒される部材（頂版）の主筋は 50mm とする。最小かぶりに対し、部材表面から主筋中心までの主筋かぶりは図 7.2.2 により算出する。

(a) コンクリート材料の諸元

Nominal Strength	Design Strength f_{ck} (N/mm ²)	Module of Elasticity E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)
20.7	20.7	2.380

Unit weight (Reinforced concrete) $\gamma_c = 24.50$ (kN/m³)

Unit weight (Reinforced concrete (submerged)) $\gamma_{c'}$ = 14.50 (kN/m³)

(b) 鉄筋の諸元

Grade	Yield Strength f_{yk} (N/mm ²)	Module of Elasticity E_s ($\times 10^5$ N/mm ²)
275	275	2.000

(c) 地下水

Depth (H): 1.0 (m) from ground surface

Unit weight of water: 10.0 (kN/m³)

(d) 土圧算出にかかる諸元

Depth Z (m)	Unit weight of soil (saturated) γ (kN/m ³)	Unit weight of soil (submerged) γ' (kN/m ³)	Coefficient of at-rest earth pressure K_0	Coefficient for vertical pressure α
10.000	19.000	9.000	0.5000	1.0000

(e) 活荷重

Expected Vehicle Type : T-14, 55.0 (kN)

Impact Coefficient : 0.300

Uniform Load : 10.0 (kN/m²)

(f) 構造計算タイプの集約

本事業で設置するマンホールは、頂版は全て地上に露出しており土被り厚は考慮する必要がない。このため、計算モデル集約のグルーピングは、マンホール形状（平面寸法、深さ）によることとする。各マンホールの形状と集約した計算タイプを以下に示す。

表 7.2.4 マンホール構造計算タイプの集約 (1/2)

Name of MH	Values from Drawings				Model Type
	Vd1	Vd2	H	Opening	
	(mm)	(mm)	(mm)	w (mm)	
MR141	1200	1200	1470	300	a
MR124A	2000	1400	1650	900	a
MR147A	1200	1200	1971	300	a
ML104.5	1500	2350	2000	900	a
MR015A	1200	1400	2248	900	a
ML058.2	1200	1400	2300	900	b
ML018	1200	1400	2300	900	b
ML015	1200	1400	2300	900	b
ML013	1200	1400	2300	900	b
ML012.2	1200	1400	2300	900	b
ML012	1200	1400	2300	900	b
ML011.1	1200	1400	2300	900	b
MR151C	1200	1400	2300	900	b
ML017.2	1200	1400	2400	900	b
ML016	1200	1400	2400	900	b
ML012.201	1200	1400	2488	900	b
MR003.10	1200	1400	2493	900	b
ML017	1200	1400	2545	900	b
ML050.2	1200	1400	2674	900	b
MR136	1200	1400	2700	900	b
ML004	1200	1400	2774	900	b
MR137 & MR138	1200	1435	2782	900	b
ML012.3	1200	1400	2801	900	b
MR021.302	1200	1400	2948	900	b
MR003.1	1200	1400	2976	900	b
MR021.3	1200	1400	3080	900	b
ML097A	1200	2300	2751	1000	c
ML022A	1200	2580	2967	1050	c
MR021.1	1200	1580	2915	1050	d
ML005	1200	1700	2740	1000	d
MR144	1200	1825	2320	900	d
ML104.2	1500	2050	2891	900	d
ML104.3	1500	2050	2968	900	d
ML104.4	1500	2050	2993	900	d
MR023	1200	1400	3134	900	e
MR004.3	1200	1400	3239	900	e
MR002A	1200	1400	3272	900	e
MR021.2	1200	1400	3309	900	e
MR022	1200	1400	3413	900	e
MR003	1200	1400	3591	900	e
ML100	1200	1400	3643	900	e
MR001A	1200	1400	3794	900	e
ML103	1200	1400	3817	900	e
ML101	1200	1400	3817	900	e
ML064.1	1200	1400	3959	900	e
MR090	1000	1580	3203	1050	f
ML065A	1200	1580	3779	1050	f
ML062.3D	1200	1750	3122	1200	f
ML061.2	1200	2000	3700	900	f
ML087.1	1200	2300	3256	1000	g
MR009.1	1200	2450	3600	1800	g
MR025.1	1200	2450	3715	1800	g
ML087.2	1200	2500	3649	1000	g
ML087A	1200	2500	3717	1000	g
ML087C	1200	2500	3717	1000	g
ML087D	1200	2500	3773	1000	g
MR125A	1400	2200	3525	1000	g
ML104.1	1500	2050	3182	900	g
ML009	1500	2100	3115	1500	g
MR024	2000	2000	3857	1400	g
MR003.5	1200	1200	4103	300	h
MR003.105	1200	1200	4189	300	h
MR004.1	1200	1200	4341	300	h
MR151D	1200	1400	4415	900	h
ML064.2	1200	1400	4418	900	h
MR021.301	1200	1400	4596	900	h
MR020	1200	1400	4637	900	h
MR015.2	1200	1400	4886	900	h

出典：調査団

表 7.2.5 マンホール構造計算タイプの集約 (2/2)

No.	Name of MH	Values from Drawings				Model Type
		Vd1 (mm)	Vd2 (mm)	H (mm)	Opening w (mm)	
54	ML012.1	1200	1750	4138	1200	i
121	MR004A	1200	1750	4265	1200	i
83	MR059	1200	2130	4947	900	i
76	MR073	1200	2340	4322	1000	j
77	MR072.1	1200	2340	4482	1000	j
10	ML099	1200	2450	4970	1800	j
16	ML087B	1200	2500	4298	1000	j
75	MR074	1200	2500	4877	1000	j
91	MR047	1200	2600	4977	900	j
92	MR047.1	1200	2600	4977	900	j
17	ML091.1	1200	2700	4211	1200	j
82	MR067A	1200	2700	4400	1200	j
46	ML017.1	2000	2500	4917	2000	j
100	MR025	2000	2700	4894	2000	j
37	ML061.3	900	1400	5979	900	k
115	MR014	1000	1400	5663	900	k
73	MR115	1200	1200	5230	300	k
113	MR015.101	1200	1400	5040	900	k
30	ML066.101	1200	1730	5106	900	l
90	MR048	1200	2550	5011	900	l
109	MR021	2000	1400	5188	900	l
62	MR151	2000	1400	5290	900	l
111	MR019	2000	1400	5315	900	l
84	MR058.1	2000	1400	5788	900	l
79	MR071	2000	1400	5905	900	l
86	MR056	2000	1400	5979	900	l
7	ML102	2000	1400	5994	900	l
89	MR053	2000	1400	6001	900	l
78	MR072	2000	2300	5385	1000	m
85	MR057	2000	2600	5464	900	m
88	MR054	2100	1400	5568	900	m
29	ML066.4	2100	1580	5528	1050	m
70	MR122	2100	1700	5916	900	m
117	MR009A	2100	2300	5813	1000	m
80	MR069	2000	1400	6274	900	n
72	MR116	2100	1750	6239	1200	n
93	MR043.39	2100	1750	6398	1200	n
94	MR032.501	2100	1750	6511	1200	n
25	ML068B	2000	2300	6384	1000	o
24	ML068A	2000	2300	6823	1000	o
27	ML068D	2000	2300	6905	1000	o
26	ML068C	2000	2300	6944	1000	o
71	MR120	2100	2050	6239	1200	o
28	ML068	2100	2300	6905	1000	o
23	ML072A	2100	2500	6100	900	p
87	MR055	2100	2700	6268	1500	p
36	ML061.4	2100	2800	6505	900	p
14	ML097.3	1200	2950	6393	1200	p
81	MR067.1	2000	1400	7306	900	q
95	MR030	2000	1400	7634	900	q
98	MR027	2000	1400	7646	900	q
96	MR029	2100	1400	7646	900	q
97	MR028	2100	1400	7646	900	q
22	ML073.3	2100	3130	7123	1800	r
11	ML098	2100	3220	7687	1500	r
13	ML097.4	2100	2800	7945	1200	r
42	ML020 & ML021	1200	3200	2552	2x900	s
43	ML019 & ML019.1	1200	3800	4697	2X1200	t
118	MR007 & MR008	2000	4150	5362	2x1200	t
35	ML062A ML062.1 M	1200	5850	4785	3X1200	u

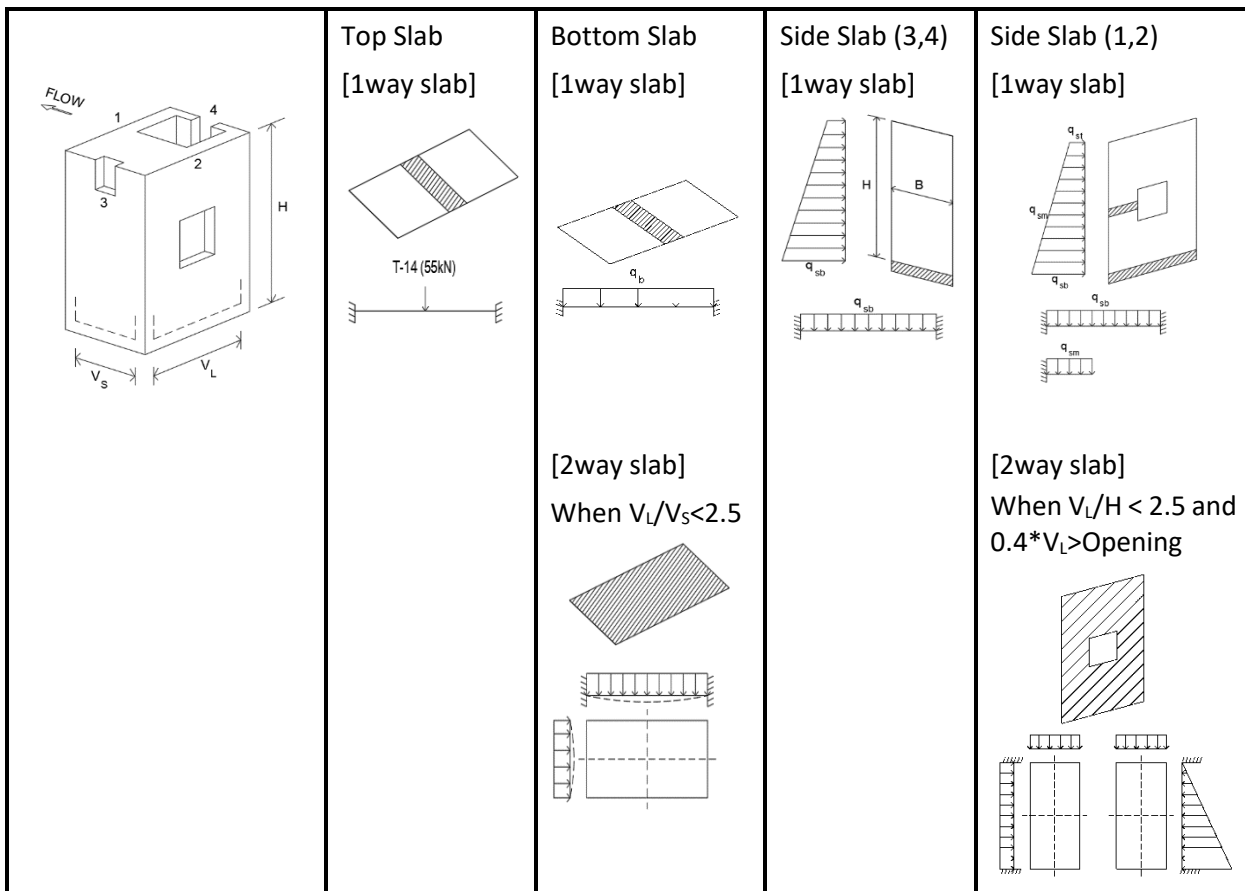
出典：調査団

(g) 各部材の計算方法

構造計算は、頂版、側壁、底版、中間スラブをそれぞれ個別の版状部材と見做し、支持条件により適切な解析モデルを設定する。

表 7.2.6 各部材の解析モデル方針

Calc. Type	Dimension of Calculation Model						Calculation Method by Member											
	Vd(1) (mm)	Vd(2) (mm)	H (mm)	Opening		GL-WL (mm)	Top Slab			Bottom Slab			Side Slab (Short Side)			Side Slab (Long Side)		
				width (mm)	height (mm)		Short side	Long side	Method	Short side	Long side	Method	B	H	Method	B	H	Method
a	1,500	2,400	2000	300	300	1,162	1500	2400	2 side	1500	2400	4 side	1500	2000	4 side	2400	2000	4 side
b	1,200	1,400	3000	900	900	757	1200	1400	2 side	1200	1400	4 side	1200	3000	2 side	1400	3000	2 side
c	1,200	2,600	3000	1000	1000	616	1200	2600	2 side	1200	2600	4 side	1200	3000	2 side	2600	3000	4 side
d	1,500	2,100	3000	1050	1050	933	1500	2100	2 side	1500	2100	4 side	1500	3000	4 side	2100	3000	4 side
e	1,200	1,400	4000	900	900	1,141	1200	1400	2 side	1200	1400	4 side	1200	4000	2 side	1400	4000	2 side
f	1,200	2,000	4000	1050	1050	1,214	1200	2000	2 side	1200	2000	4 side	1200	4000	2 side	2000	4000	2 side
g	2,000	2,500	4000	1000	1000	616	2000	2500	2 side	2000	2500	4 side	2000	4000	4 side	2500	4000	4 side
h	1,200	1,400	5000	300	300	986	1200	1400	2 side	1200	1400	4 side	1200	5000	2 side	1400	5000	2 side
i	1,200	2,100	5000	1200	1200	1,274	1200	2100	2 side	1200	2100	4 side	1200	5000	2 side	2100	5000	2 side
j	2,000	2,700	5000	1000	1000	800	2000	2700	2 side	2000	2700	4 side	2000	5000	2 side	2700	5000	4 side
k	1,200	1,400	6000	900	900	1,744	1200	1400	2 side	1200	1400	4 side	1200	6000	2 side	1400	6000	2 side
l	2,000	1,400	6000	900	900	1,508	1400	2000	2 side	1400	2000	4 side	2000	6000	2 side	1400	6000	2 side
m	2,100	2,600	6000	1000	1000	1,700	2100	2600	2 side	2100	2600	4 side	2100	6000	2 side	2600	6000	2 side
n	2,100	1,800	7000	900	900	2,005	1800	2100	2 side	1800	2100	4 side	2100	7000	2 side	1800	7000	2 side
o	2,100	2,300	7000	1000	1000	1,382	2100	2300	2 side	2100	2300	4 side	2100	7000	2 side	2300	7000	2 side
p	1,200	3,000	7000	900	900	884	1200	3000	2 side	1200	3000	2 side	1200	7000	2 side	3000	7000	2 side
q	2,100	1,400	8000	900	900	2,012	1400	2100	2 side	1400	2100	4 side	2100	8000	2 side	1400	8000	2 side
r	2,100	3,200	8000	1800	1800	945	2100	3200	2 side	2100	3200	4 side	2100	8000	2 side	3200	8000	2 side
s	1,200	2,600	3000	2x900	2x900	1,685	1200	2600	2 side	1200	2600	4 side	1200	3000	2 side	2600	3000	4 side
t	2,000	4,150	6000	2X1200	2X1200	1,301	2000	4150	2 side	2000	4150	4 side	2000	6000	2 side	4150	6000	4 side
u	1,200	5,850	5000	3X1200	3X1200	1,478	1200	5850	2 side	1200	5850	2 side	1200	5000	2 side	5850	5000	4 side



出典：調査団

表 7.2.7 部材毎の解析方針

部材	採用する解析モデルと理由
頂版	【両端固定梁モデル】頂版は、全てのタイプで縦横比は2.5以下であるが開口部（矩形）が端部を設け4辺固定スラブと見做すのが難しいため、両端固定梁として計算する。
底板	【4辺固定版モデル、両端固定梁モデル】縦横比2.5未満の場合は4辺固定スラブ、縦横比2.5以上の場合は両端固定梁モデルと見做して計算する。
側壁1, 2（側面）	【両端固定梁モデル】タイプaのみ縦横比は2.5未満であるが、最大でもスパン2.1m程度であるため簡便のため両端固定梁として計算する。
側壁3, 4（正面）	【4辺固定版モデル、両端固定梁モデル】縦横比2.5未満かつ開口長さが辺長さの0.4m未満である場合4辺固定スラブと見做して計算する。縦横比2.5以上の場合は両端固定梁モデル、および開口部は片持ちスラブとして見做して計算する。

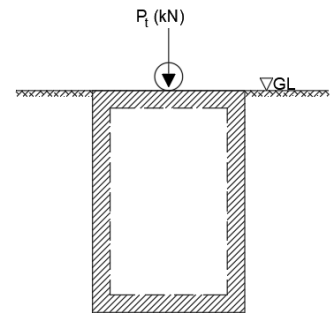
出典：調査団

3) 各部材に対する荷重の整理

(a) 頂版

頂版に作用する荷重は、自重と活荷重のみとなる。本プロジェクトにおけるマンホールは土被りが無い場合、活荷重は土中における分散を考慮せず、後輪荷重を点荷重として作用させる。

$$\begin{aligned}
 \text{後輪荷重： } P &= \frac{(2 \times \text{Rear wheel (kN)})}{\text{Width of vehicle} \times (1 + \text{Impact factor})} \\
 &= (2 \times 55) / 2.75 \times (1 + 0.30) = 52.0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



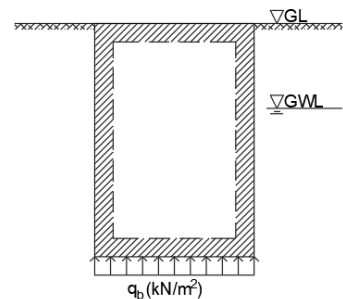
(b) 底板

底板に作用する荷重は、地盤反力と底板下面に作用する地下水圧の大きい方を採用する。地盤反力の算定は以下の式による。

$$P = (W + W_s) / A + P_v1$$

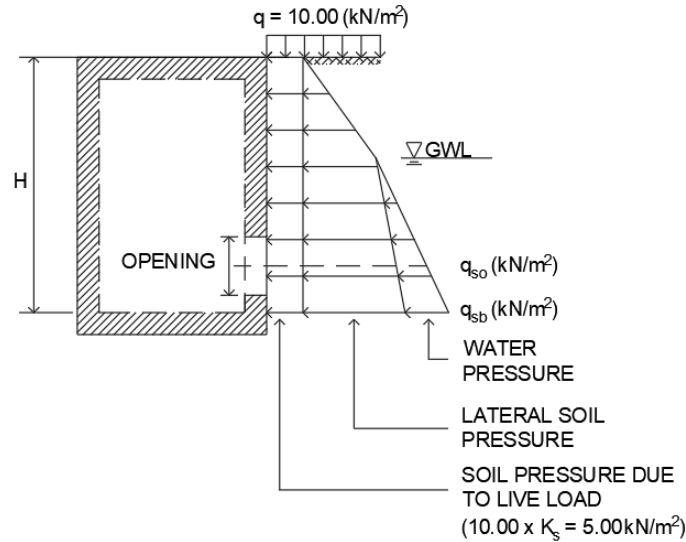
ここに、

- W : 躯体自重
- W_s : 上載土砂自重で0.0(kN/m²)
- A : 底板面積(m²)
- P_{v1} : 活荷重による鉛直荷重で10.0(kN/m²)



(c) 側壁

側壁に作用する荷重は、活荷重、水平土圧、および地下水圧とする。活荷重は深さに関わらず水平方向に 10kN/m² × K_s = 5kN/m² を作用させる。地下水位は、本プロジェクトのマンホールは全て護岸背後地盤に設置されるため、残留水位を適用する。



出典：調査団

図 7.2.3 側壁に対する活荷重

(d) 中間スラブ

中間スラブは主に維持管理職員が人孔底部まで安全にアクセス出来るよう設置する。群集荷重として 5kN/m²を考慮する。

4) 計算結果による各部材の諸元

構造計算結果より設定した各部材の諸元を、地盤支持力の照査はマンホール自重が築造前の底板位置における土荷重を超過しないことを確認することで、固有地盤は十分な支持力を有しているとみなす。照査結果を下表に示す。

表 7.2.8 計算結果および各部材の諸元

Calc. Type	Thickness			Bar Schedule									
	Top Slab ts (mm)	Bottom Slab tb (mm)	Side Wall tw (mm)	Top Slab		Bottom Slab		Side Wall				Shear Reinforcing Bar	
				Top Bar	Bottom Bar	Top Bar	Bottom Bar	Horizontal		Vertical			
								Outer Bar	Inner Bar	Outer Bar	Inner Bar		
a	250	300	300	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	-
b	250	300	300	D12 @250	D12 @250	D12 @250	D12 @250	D12 @250	D12 @250	D12 @250	D12 @250	D12 @250	-
c	250	300	300	D12 @250	D12 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	-
d	250	300	300	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	-
e	250	300	300	D12 @250	D12 @250	D12 @250	D12 @250	D12 @250	D12 @250	D12 @250	D12 @250	D12 @250	-
f	250	300	300	D12 @250	D12 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	-
g	250	350	350	D16 @250	D16 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	-
h	250	300	300	D12 @250	D12 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	-
i	250	350	350	D12 @250	D12 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	-
j	250	400	400	D16 @250	D16 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	-
k	250	300	300	D12 @250	D12 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	-
l	250	400	400	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	-
m	250	450	450	D16 @250	D16 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	-
n	250	400	400	D16 @250	D16 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	-
o	250	450	400	D16 @250	D16 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	-
p	250	500	500	D16 @250	D16 @250	D25 @250	D25 @250	D25 @250	D25 @250	D25 @250	D25 @250	D25 @250	-
q	250	400	400	D16 @250	D16 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	-
r	250	600	600	D16 @250	D16 @250	D25 @250	D25 @250	D25 @250	D25 @250	D25 @250	D25 @250	D25 @250	-
s	250	300	300	D12 @250	D12 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	D16 @250	-
t	250	550	550	D16 @250	D16 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	-
u	250	550	550	D16 @250	D16 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	D20 @250	-

出典：調査団

5) 安定性の照査

(a) 浮き上がりに対する照査

浮き上がりの照査は、地下水による揚圧力に対し、以下式により実施する。

$$F = W/U > F_s = 1.2$$

ここに、

- F : 浮き上がりに対する安全率
- F_s : 浮き上がりに対する許容安全率
- W : 躯体自重(kN)
- U : 地下水による浮力(kN m³)

浮き上がりの照査結果を次表に示す。全タイプにて安全率 1.2 を満たしている。

表 7.2.9 浮き上がりに対する照査結果

Calc. Type	Dimension (Outer)				Unit Weight of Water (kN/m ³)	Buoyancy Force (kN)	Self Weight (kN)	Safety Factor for Buoyancy		Allowable Safety Factor	
	Vd(1) (m)	Vd(2) (m)	Height (m)	WL depth (m)							
a	2.10	3.00	2.30	1.20	10	69.30	196.56	2.84	>	1.2	OK
b	1.80	2.00	3.30	0.80	10	90.00	174.24	1.94	>	1.2	OK
c	1.80	3.20	3.30	0.60	10	155.52	250.27	1.61	>	1.2	OK
d	2.10	2.70	3.30	0.90	10	136.08	241.16	1.77	>	1.2	OK
e	1.80	2.00	4.30	1.10	10	115.20	220.32	1.91	>	1.2	OK
f	1.80	2.60	4.30	1.20	10	145.08	266.98	1.84	>	1.2	OK
g	2.70	3.20	4.35	0.60	10	324.00	452.02	1.40	>	1.2	OK
h	1.80	2.00	5.30	1.00	10	154.80	266.40	1.72	>	1.2	OK
i	1.90	2.80	5.35	1.30	10	215.46	395.81	1.84	>	1.2	OK
j	2.80	3.50	5.40	0.80	10	450.80	654.48	1.45	>	1.2	OK
k	1.80	2.00	6.30	1.70	10	165.60	312.48	1.89	>	1.2	OK
l	2.80	2.20	6.40	1.50	10	301.84	559.78	1.85	>	1.2	OK
m	3.00	3.50	6.45	1.70	10	498.75	871.92	1.75	>	1.2	OK
n	2.90	2.60	7.40	2.00	10	407.16	740.38	1.82	>	1.2	OK
o	2.90	3.10	7.40	1.40	10	539.40	840.99	1.56	>	1.2	OK
p	3.10	4.00	7.50	0.90	10	818.40	1,230.80	1.50	>	1.2	OK
q	2.90	2.20	8.40	2.00	10	408.32	751.09	1.84	>	1.2	OK
r	3.30	4.40	8.60	0.90	10	1,118.04	1,767.37	1.58	>	1.2	OK
s	1.80	3.20	3.30	1.70	10	92.16	267.75	2.91	>	1.2	OK
t	3.10	5.25	6.55	1.30	10	854.44	1,437.95	1.68	>	1.2	OK
u	2.30	6.95	5.55	1.50	10	647.39	1,362.00	2.10	>	1.2	OK

出典：調査団

(b) 地盤支持力の照査

地盤支持力の照査は、マンホール自重が築造前の底板位置における土荷重を超過しない事を確認することで、固有地盤は十分な支持力を有しているを見なす。照査結果を表 7.2.10 に示す。

表 7.2.10 地盤支持力の照査結果

Calc. Type	Dimension (Outer)			Unit Weight of Soil (kN/m ³)	Soil Weight of Equivalent Volume (kN)		Self Weight (kN)	
	Vd(2)' (m)	Vd(1)' (m)	Height (m)					
a	2.10	3.00	2.30	18	260.82	>	196.56	OK
b	1.80	2.00	3.30	18	213.84	>	174.24	OK
c	1.80	3.20	3.30	18	342.144	>	250.27	OK
d	2.10	2.70	3.30	18	336.798	>	241.16	OK
e	1.80	2.00	4.30	18	278.64	>	220.32	OK
f	1.80	2.60	4.30	18	362.232	>	266.98	OK
g	2.70	3.20	4.35	18	676.512	>	452.02	OK
h	1.80	2.00	5.30	18	343.44	>	266.40	OK
i	1.90	2.80	5.35	18	512.316	>	395.81	OK
j	2.80	3.50	5.40	18	952.56	>	654.48	OK
k	1.80	2.00	6.30	18	408.24	>	312.48	OK
l	2.80	2.20	6.40	18	709.632	>	559.78	OK
m	3.00	3.50	6.45	18	1219.05	>	871.92	OK
n	2.90	2.60	7.40	18	1004.328	>	740.38	OK
o	2.90	3.10	7.40	18	1197.468	>	840.99	OK
p	3.10	4.00	7.50	18	1674	>	1,230.80	OK
q	2.90	2.20	8.40	18	964.656	>	751.09	OK
r	3.30	4.40	8.60	18	2247.696	>	1,767.37	OK
s	1.80	3.20	3.30	18	342.144	>	267.75	OK
t	3.10	5.25	6.55	18	1918.8225	>	1,437.95	OK
u	2.30	6.95	5.55	18	1596.9015	>	1,362.00	OK

出典：調査団

7.2.3 樋門の詳細設計

7.2.3.1 計画諸元の整理

樋門の構造計算に際しては、地質状況が類似と見做せる近傍で内寸・函体長などの形状が同様の樋門は、計算条件が類似すると見做してタイプ分けを行なった。各タイプを代表する樋門は、安全側を考慮して、堤防中央において現況地盤から築堤高の最も大きい（すなわち、類似の地質条件下で沈下量が大きいと想定される）箇所を選定した。各樋門の諸元と該当するタイプを下表に示す。

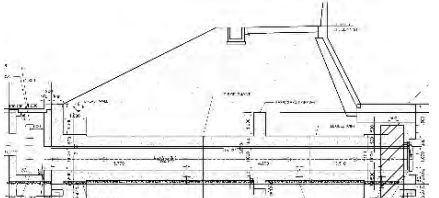
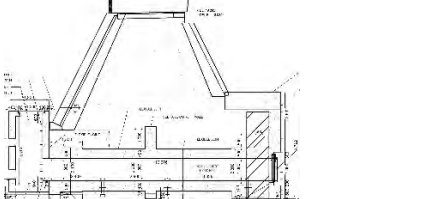
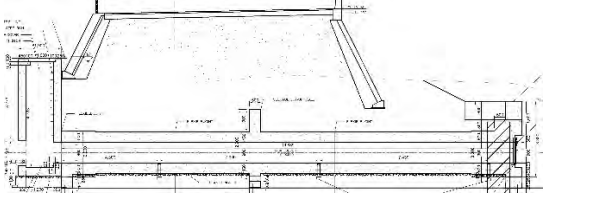
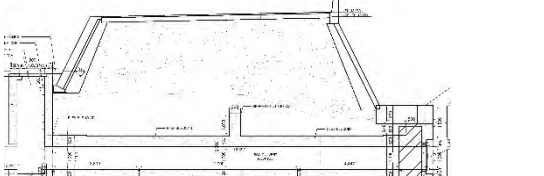
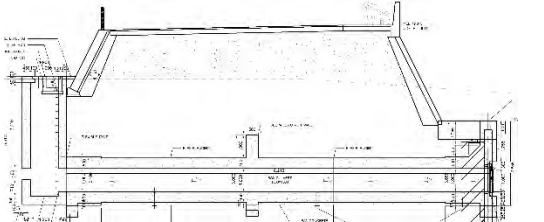
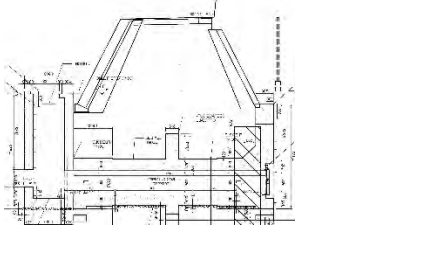
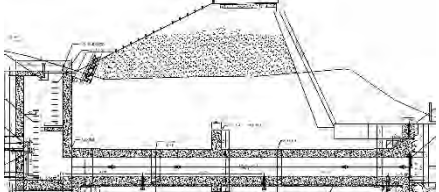
表 7.2.11 各樋門の計画諸元

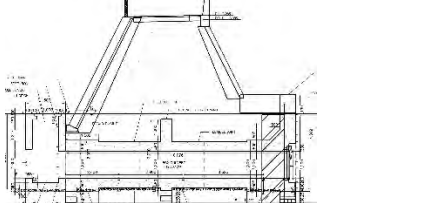
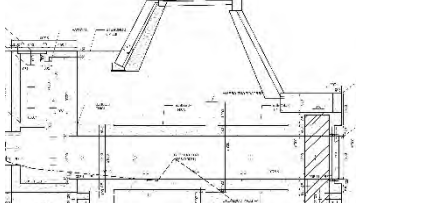
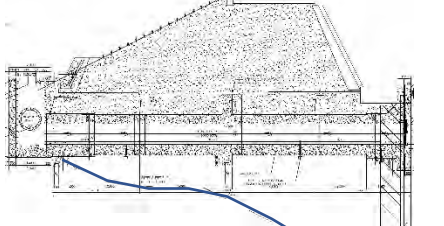
LOCATION	NAME OF SLUICeway	Opening (mm)	Length (m)	DFL (m)	EL (m)	GL at Center (m)	DFL-GL at Center (m)	DFL-EL	DFL-Box Top	Thickness of Soil Layers			Structural Type		
										As	Ac	Dc			
LEFT BANK	CP2	7+223	ML097A	1000.00	16.280	17.721	10.300	14.351	3.370	7.421	5.971		6.88	TYPE-A	
		7+801	ML087A	1000.00	11.007	18.073	10.400	13.993	4.080	7.673	6.223		16.28	TYPE-B	
		7+780	ML087B	1000.00	10.777	18.085	10.400	14.525	3.560	7.685	6.235	0.10		14.62	TYPE-B
		7+801	ML091.1	1200.00	10.933	18.000	10.200	13.760	4.240	7.800	6.150	0.25		11.95	TYPE-H
		7+828	ML087.2	1000.00	11.126	18.061	10.400	13.661	4.400	7.661	6.211	0.46		11.41	TYPE-B
		7+856	ML087.1	1000.00	10.146	18.109	11.600	14.819	3.290	6.509	5.059	1.60		10.90	TYPE-B
		7+880	ML087C	1000.00	9.877	18.121	11.400	14.921	3.200	6.721	5.271	1.29		10.53	TYPE-B
	7+980	ML087D	1000.00	9.560	18.182	12.000	14.462	3.720	6.182	4.732	1.11		9.25	TYPE-B	
	9+220	ML068A	1000.00	20.189	18.933	10.300	15.996	2.937	8.633	7.183		4.90	1.58	TYPE-C	
	9+320	ML068B	1000.00	17.697	18.659	10.300	15.254	3.405	8.359	6.909		4.99	2.41	TYPE-D	
	9+420	ML068C	1000.00	17.477	19.054	10.300	16.954	2.100	8.754	7.304		6.84	0.30	TYPE-D	
	9+520	ML068D	1000.00	19.513	19.115	10.400	17.000	2.115	8.715	7.265		1.59	4.77	TYPE-E	
	9+527	ML068	1000.00	19.513	19.115	10.400	17.000	2.115	8.715	7.265		1.56	4.79	TYPE-E	
	RIGHT BANK	CP1	6+060	MR125A	1000.00	17.700	17.400	11.700	12.700	4.700	5.700	4.250		0.26	TYPE-J
7+203			MR074	1000.00	9.741	17.709	11.800	14.598	3.111	5.909	4.459	2.04		9.34	TYPE-B
7+357		MR073	1000.00	7.726	17.806	10.967	15.086	2.720	6.839	5.389	1.35		10.43	TYPE-F	
7+399		MR072.1	1000.00	7.472	17.830	11.363	15.590	2.240	6.467	5.017	1.62		10.88	TYPE-F	
7+509		MR072	1000.00	6.973	17.891	11.402	16.621	1.270	6.489	5.039	0.96		11.25	TYPE-F	
7+840		MR067A	1200.00	10.162	18.097	10.200	14.497	3.600	7.897	6.247			7.81	TYPE-H	
10+936		MR009A	1000.00	18.375	19.956	10.900	15.576	4.380	9.056	7.606			16.82	TYPE-G	
10+972	MR008	1200.00	19.651	19.966	10.700	14.966	5.000	9.266	7.616			16.51	TYPE-I		

出典：調査団

また、各タイプの選定基準を下表に詳述する。また代表する樋門の断面図を併せて示す。

表 7.2.12 各タイプの樋門形状と代表断面

Structural Type	Description	
Type A		<p>[函体内寸]1.0m x 1.0m [縦断形状]護岸川裏はコンクリートを張らず緩傾斜であるため、函体長が長くなっている。</p>
Type B		<p>[函体内寸]1.0m x 1.0m [縦断形状]護岸は川裏・川表とも5分勾配であり、函体長は9.9m～10.4mと比較的短い。現況地盤が低いいため、築堤の土重増加による圧密沈下量が大きいと想定される。</p>
Type C		<p>[函体内寸]1.0m x 1.0m [縦断形状]堤防天端幅が10mと広く、また護岸擁壁から堤防がセットバックしているため函体長は20.1mと極めて長い。</p>
Type D		<p>[函体内寸]1.0m x 1.0m [縦断形状]堤防天端幅が10mと広いいため、函体長は17.5m前後と長い。</p>
Type E		<p>[函体内寸]1.0m x 1.0m [縦断形状]堤防天端幅が12mと広いいため、函体長は19.1m前後と長い。</p>
Type F		<p>[函体内寸]1.0m x 1.0m [縦断形状]護岸は川裏・川表とも5分勾配であり、さらに川表の平場がないため、函体長は7.0m～7.7mと短くなっている。</p>
Type G		<p>[函体内寸]1.0m x 1.0m [縦断形状]土堤形状は護岸はType Aと類似であるが、川表法尻の平場が4m以上あり、函体長は18.4mと長い。</p>

<p>Type H</p>		<p>[函体内寸]1.2m x 1.2m [縦断形状] 護岸形状や函体長は Type B と類似であるが、函体内寸が異なる。</p>
<p>Type I</p>		<p>[函体内寸]1.2m x 1.2m x 2連 [縦断形状] 護岸形状や函体長は Type G と類似であるが、函体断面は2連であり内寸も異なる。</p>
<p>Type J</p>		<p>[函体内寸]1.0m x 1.0m [縦断形状]護岸形状や函体長は Type A と類似であるが、函体直下の浅い位置に川表に向かって岩盤層が傾斜しており、縦断方向の沈下分布が特徴的であるため別タイプとする。</p>

出典：調査団

7.2.3.2 基礎地盤の沈下・変位量の検討

本設計では地盤沈下の影響を許容した樋門構造とするため、函体の設計において地盤の沈下量を考慮した計算を行う必要がある。基礎地盤の沈下量は、函体の床付け面における函体施工後の残留沈下量の分布として、即時沈下量と圧密沈下量の和として算出する。

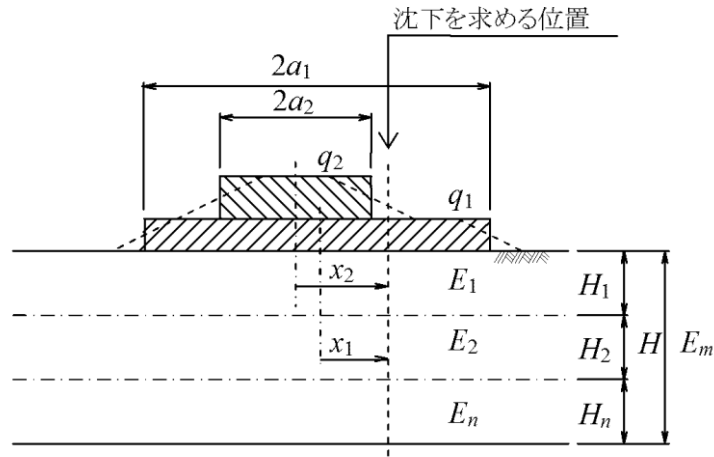
(1) 即時沈下量

即時沈下量は、地盤を弾性体と仮定した弾性沈下量として算出する。地盤の弾性沈下量は、下記に示す式により算出する。

$$S_x = \sum_{i=1}^n \frac{-3a_i \cdot q_i}{E_m \cdot \pi} \log \cdot \sin \left(\tan^{-1} \frac{a_i}{H} \right) \cdot \left\{ 1.0 - \frac{0.75}{\pi} \left[\left(1 + \frac{x}{a_i} \right) \log \left| 1 + \frac{x}{a_i} \right| + \left(1 - \frac{x}{a_i} \right) \log \left| 1 - \frac{x}{a_i} \right| \right] \right\}$$

ここに、

- s : 函軸方向 x の位置の基礎地盤の即時沈下量(m)
- q_i : 盛土荷重(tf/m²) {kN/m²}
- E_m : 地盤の変形係数(tf/m²) {kN/m²}
- 2a_i : 載荷幅(m)
- H : 即時沈下の影響を考慮する深さ(m)
- n : 等分布荷重数
- x : それぞれの等分布荷重のセンターからの距離(m)



出典：柔構造樋門の手引き

図 7.2.4 即時沈下の計算モデル

樋門設置位置付近は深さ方向に地層が変化しているため、地盤の変形係数は下記に示す式により算出する。なお、沈下対象層は、載荷幅の3倍となる層までとする。

$$E_m = \frac{\log \frac{(B + 2h_n \tan \theta) \cdot L}{(L + 2h_n \tan \theta) \cdot B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{mi}} \log \frac{(B + 2h_i \tan \theta)(L + 2h_{i-1} \tan \theta)}{(L + 2h_i \tan \theta)(B + 2h_{i-1} \tan \theta)}}$$

ここに、

- E_m : $B \neq L$ のとき地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数(kgf/cm²) {kN/m²}
- B : 載荷幅(m)
- L : 載荷奥行(m)
- h_n : 影響を調べなければならない深さ(m)で、載荷幅 B の3倍以上とする
- h_i : 細分する各層底面までの深さ(m)
- E_{mi} : 細分した第 i 番目の層の変形係数(kgf/cm²) {kN/m²}
- θ : 荷重の分散角度で、 $\theta = 30^\circ$ とする

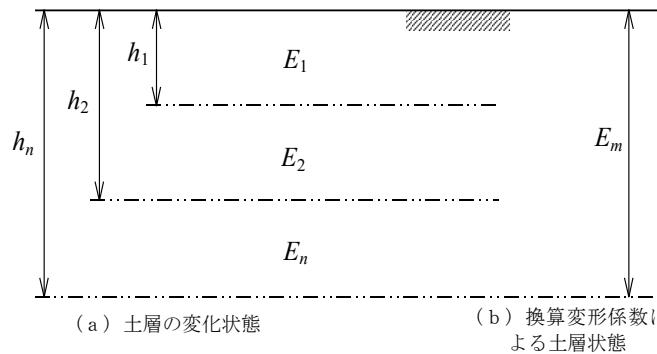


図 7.2.5 土層が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

(2) 圧密沈下量

堤防の圧密沈下は、地質調査の結果を基にした沈下計算により求める。圧密沈下量の計算方法は e-logP 法を採用して計算を行う。

$$S_c = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H$$

ここに、

- Sc : 圧密沈下量 (m)
- e1 : 初期間隙比
- e2 : 圧縮後の空隙比で、e-logP 曲線に P₀+ ΔP を適用して求める
- P₀ : 盛土前の有効上載圧 (kN/m²)
- ΔP : 圧密降伏応力 (kN/m²)
- H : 圧密層厚 (m)

(3) 地質定数

本事業にて樋門を設置する区間は、下表に示す地層により構成される。即時沈下の計算に際し、必要となる地盤反力係数 Em は 700N (N:各層の平均 N 値) とする。

表 7.2.13 樋門計算に使用する土質定数

Geological age		Holocene		Pleistocene			
Layer		As	Ac	Ds	Dc	GFw	GFf
N value		9.9	7.8	21.1	22.5	38.2	44.4
		0.0 - 30.0	0.0 - 44.0	3.0 - 48.0	0.0 - 50.0	7.0 - >50	12.0 - >50
Mechanical Properties	φ (degree)	27.2	-	32.8	-		
	c (kN/m ²)	-	46.9	-	135.0		
	qu (kN/m ²)	-	-	-	26.7	-	6,643
		-	-	-	18.8 - 34.7	-	474.7 - 19,460.7
	Es (kN/m ²)	6,936	5,469	14,756	15,747	26,759	31,057
		⇒6,900	⇒5,400	⇒14,700	⇒15,700	⇒26,700	
Pc (kg/cm ²)	-	-	-	100.9	-	-	
	-	-	-	49.1 - 196.2	-	-	

出典：調査団

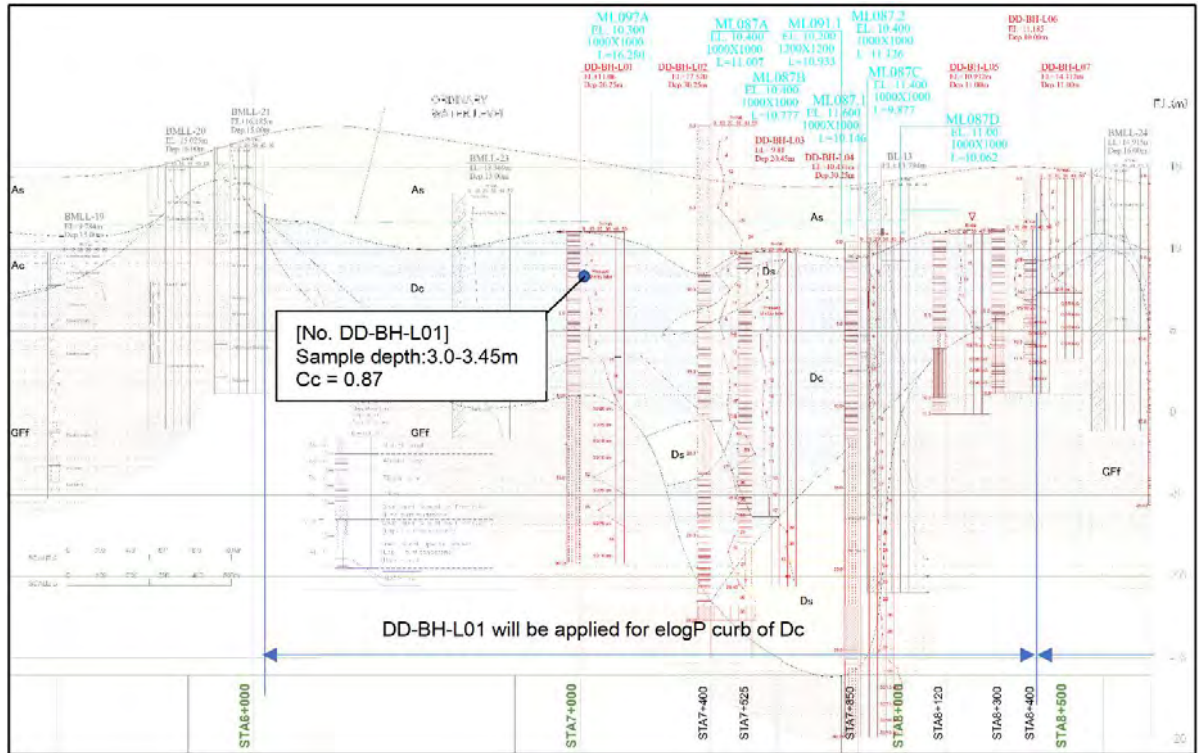
圧密沈下計算に必要な e-logP 曲線は、圧密試験により求まる。樋門を設置するマリキナ川上流区間において、本調査では 5 箇所での圧密試験を実施している。樋門設計における圧密沈下検討に際し、適用する圧密試験結果は下表の通りとする。

表 7.2.14 各圧密試験結果を適用する区間および地層

Location / Station No.		Sluiceway No.	Applied Test Sample	
			Ac	Dc
Left Bank	Downstream of STA8+400	ML097A~ ML087D	-	DD-BH-L01
	Upstream of STA8+400	ML068A~ ML068	DD-BH-L10	DD-BH-L13
Right Bank	Downstream of STA8+100	MR125A~ MR067A	-	DD-BH-R03
	Upstream of STA8+100	MR009A, MR008	DD-BH-L10*	DD-BH-R13

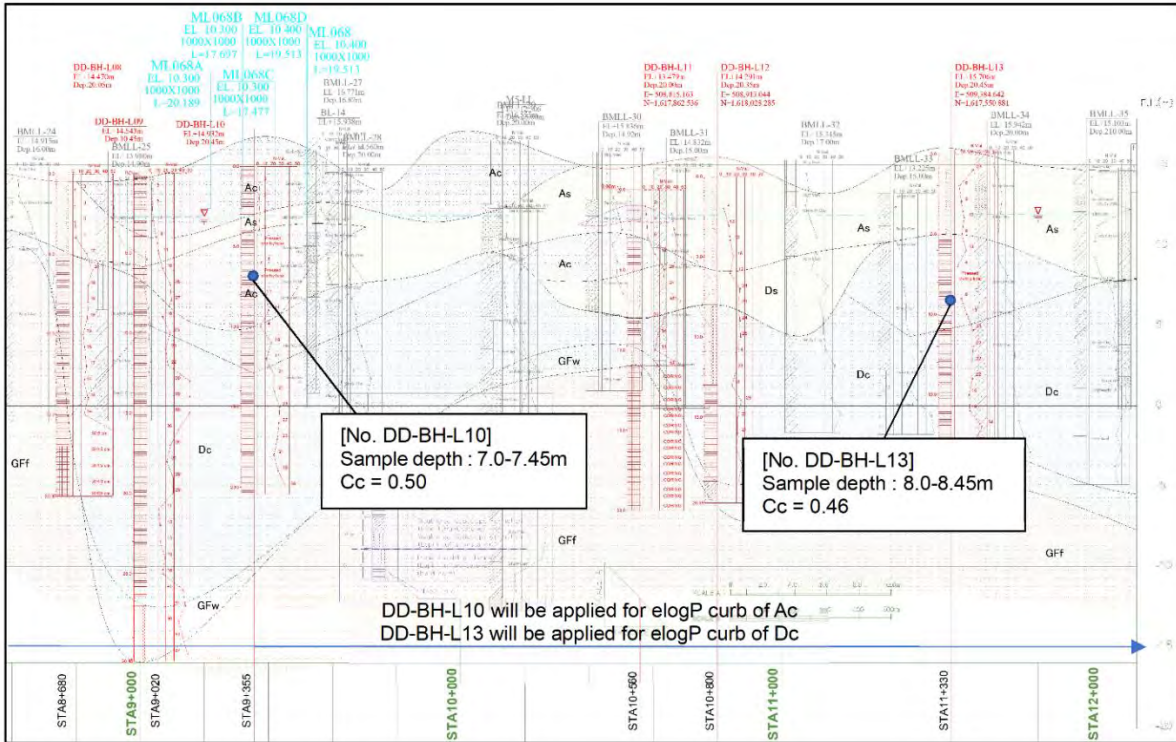
出典：調査団

右岸においては、Ac 層における圧密試験結果がないものの、縦断方向および深さ方向に近い位置にある試験結果は、左右岸で類似性が見られる（DD-BH-R03 に対する DD-BH-L01、および DD-BH-R13 に対する DD-BH-L13）。このため、左岸の Ac 層における試験結果 DD-BH-L10 の e-lopP 曲線を右岸の Ac 層にも援用することとした。



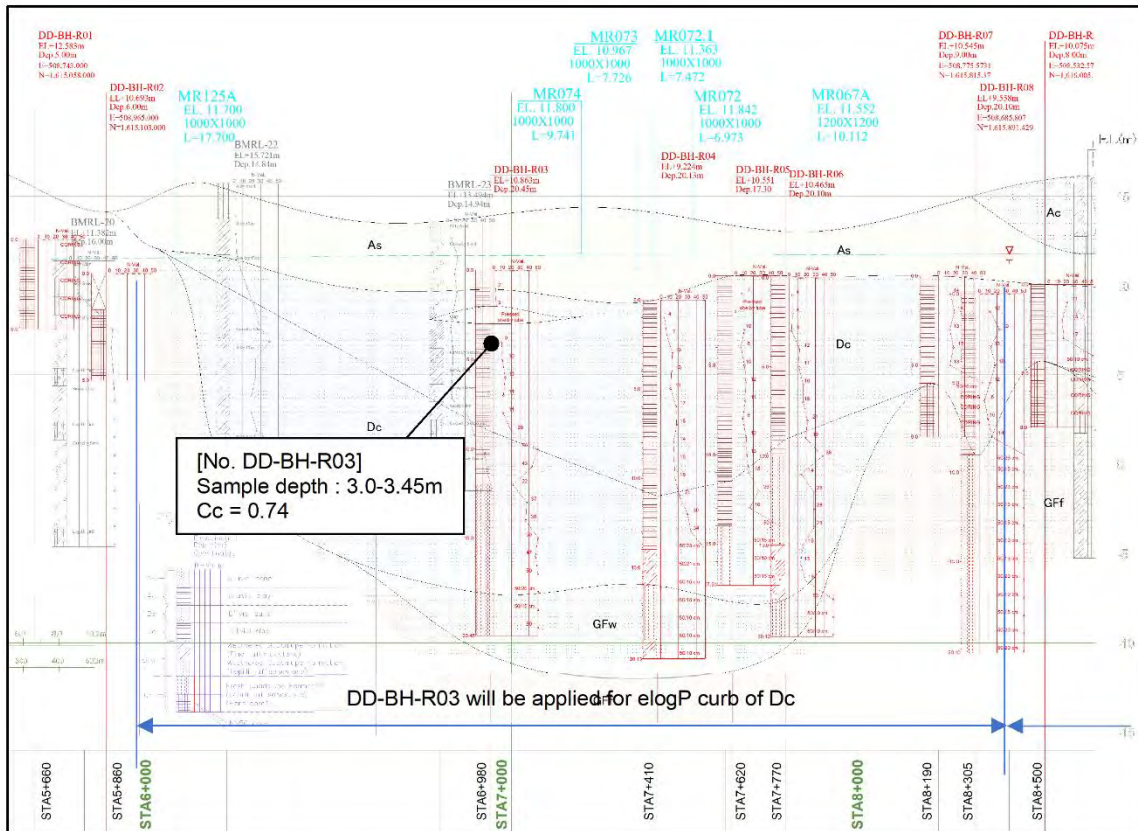
出典：調査団

図 7.2.6 圧密沈下試験および各樋門の縦断位置（左岸 1/2）



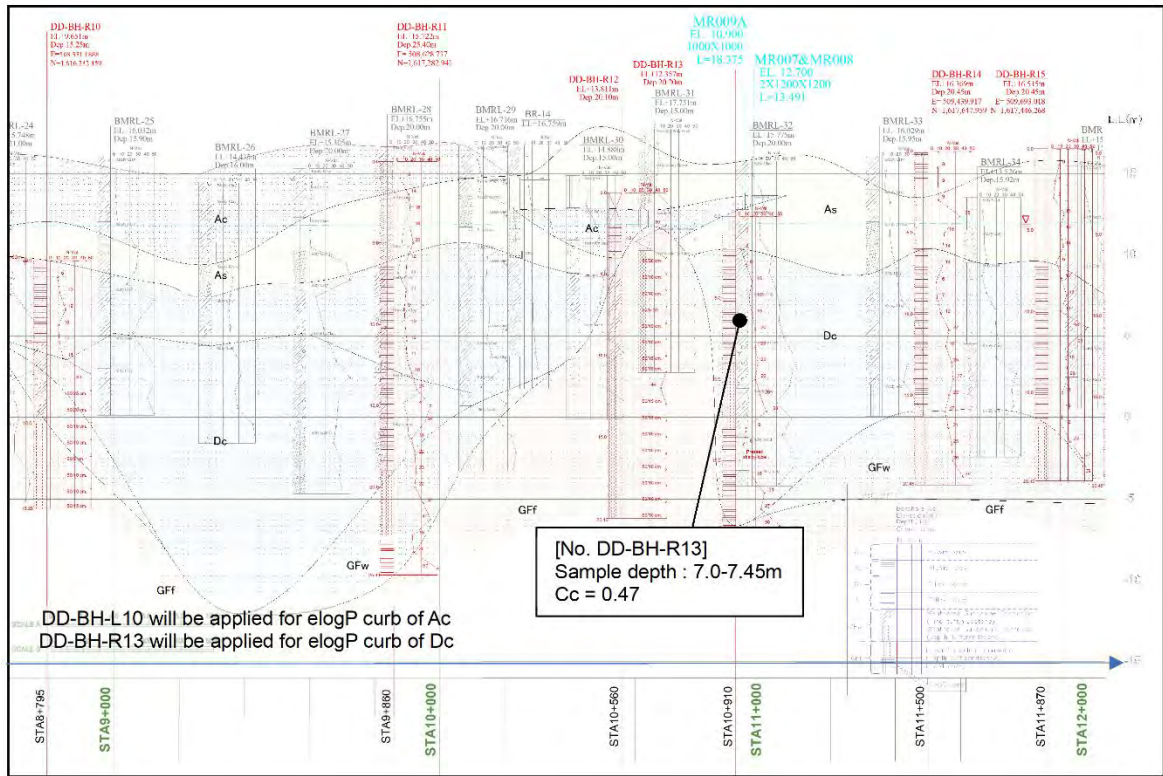
出典：調査団

図 7.2.7 圧密沈下試験および各樋門の縦断位置（左岸 2/2）



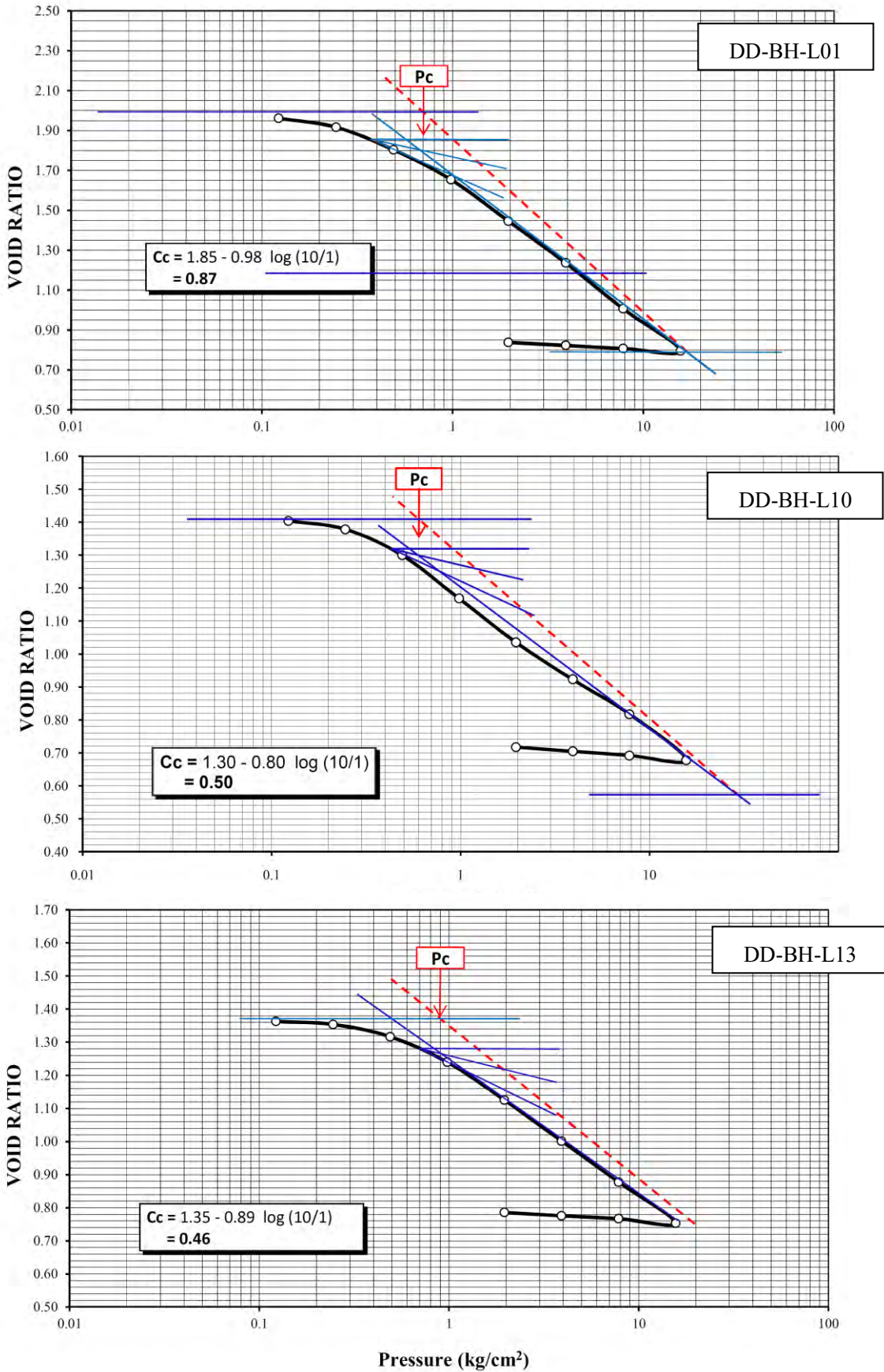
出典：調査団

図 7.2.8 圧密沈下試験および各樋門の縦断位置（右岸 1/2）



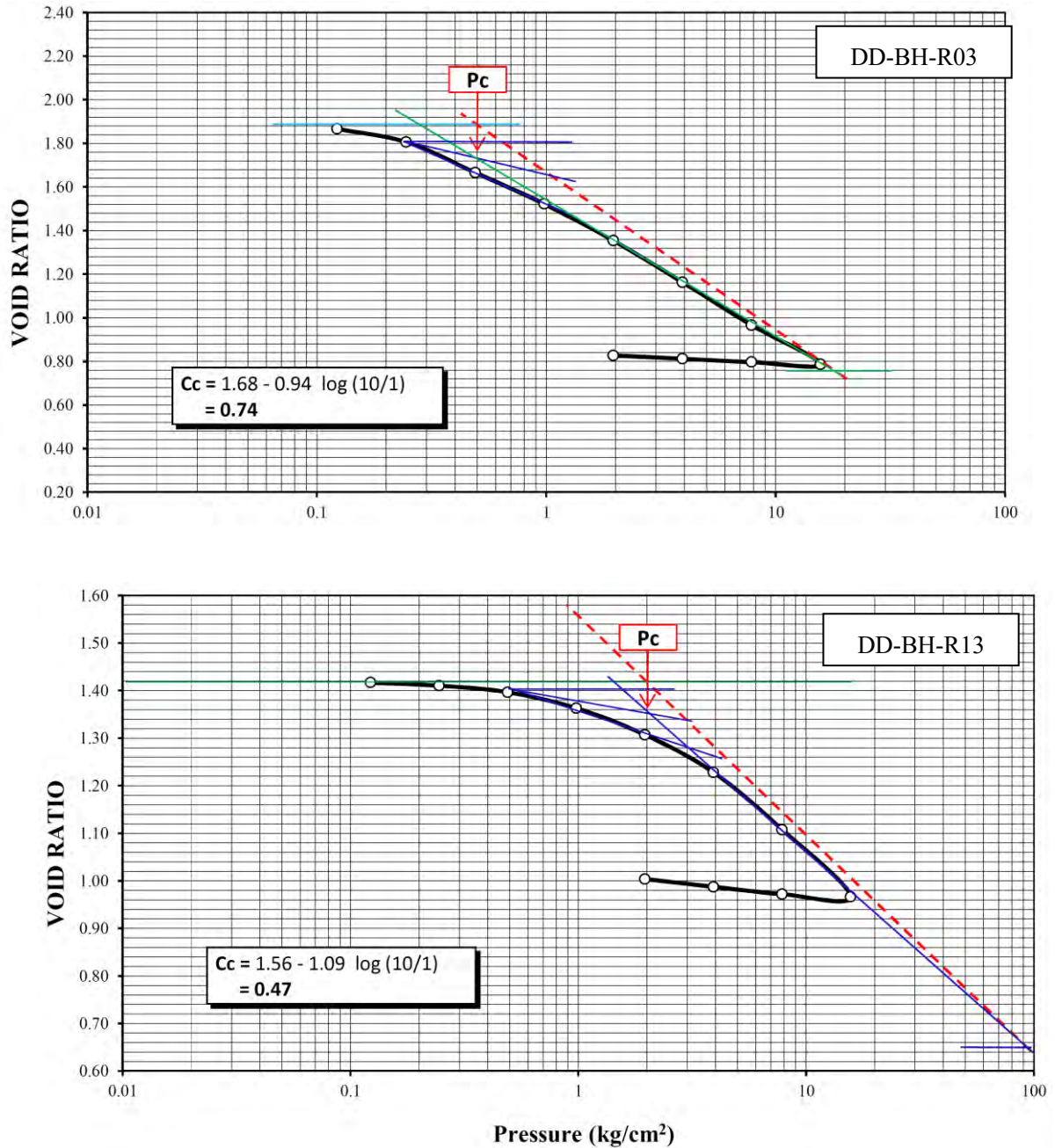
出典：調査団

図 7.2.9 圧密沈下試験および各樋門の縦断位置（右岸 2/2）



出典：調査団

図 7.2.10 圧密試験箇所における e-logP 曲線の結果（左岸）



出典：調査団

図 7.2.11 圧密試験箇所における e-logP 曲線の結果（右岸）

(4) 基礎地盤の残留沈下量

残留沈下量は即時沈下量と圧密沈下量の和により求める。なお残留沈下量の許容値は 30cm とし、それを超える場合はキャンバー盛土などの対策を検討する。また、樋門の基礎形式は、残留沈下量の最大値が 5cm を超える場合は柔構造、5cm 以下であれば剛支持とする。下表に各箇所における残留沈下量の最大値を示す。

表 7.2.15 残留沈下量の照査

Structural Type of Sluiceway	Immediate Settlement (mm)	Consolidation Settlement (mm)	Camber Bedding (mm)	Residual Settlement (mm)		Allowable Settlement (mm)		Foundation Type
TYPE-A	13.0	227.9		240.9	<	300	OK	Flexible
TYPE-B	15.9	304.3	50	270.2	<	300	OK	Flexible
TYPE-C	26.8	125.6		152.4	<	300	OK	Flexible
TYPE-D	42.1	208.8		250.9	<	300	OK	Flexible
TYPE-E	14.3	111.1		125.4	<	300	OK	Flexible
TYPE-F	13.9	122.8		137.0	<	300	OK	Flexible
TYPE-G	14.3	83.3		97.6	<	300	OK	Flexible
TYPE-H	15.0	287.4	50	252.4	<	300	OK	Flexible
TYPE-I	18.2	118.8		137.0	<	300	OK	Flexible
TYPE-J	35.4	135.0		170.4	<	300	OK	Flexible

出典：調査団

以上の検討結果より、Type B と Type H についてはキャンバー盛土 50mm を適用し、いずれの Type においても残留沈下量は 30cm を越えない結果となった。また 5cm 以上の残留沈下量が発生するため、いずれの Type も柔構造支持とする。

7.2.3.3 構造詳細検討

(1) 遮水工

遮水工は土砂流動と洗掘による土砂の吸出しを防止するために設置するために設置する。

1) 水平方向

堤防には自立式鋼矢板護岸を設置する計画である。護岸の鋼矢板は連続で設置されており、水平方向の遮水矢板として機能する。よって十分な浸透経路長が確保されているため、水平方向の遮水矢板設置長さについては開削範囲から設定する。

2) 鉛直方向

鉛直方向の浸透経路長については翼壁、胸壁、中央遮水壁の張り出し及び遮水矢板により分担される。必要な浸透経路長はレインの式により求める。レインの式は次式の通り。

$$C \leq \frac{(\sum H)3 + \sum V}{\Delta H}$$

ここに、

- C = クリープ比 (表 7.2.16)
- H = 本体と翼壁の水平方向の浸透経路長 (m)
- V = 鋼矢板による鉛直方向の浸透経路長(m)
- ΔH = 水位差 (m)

表 7.2.16 クリープ比

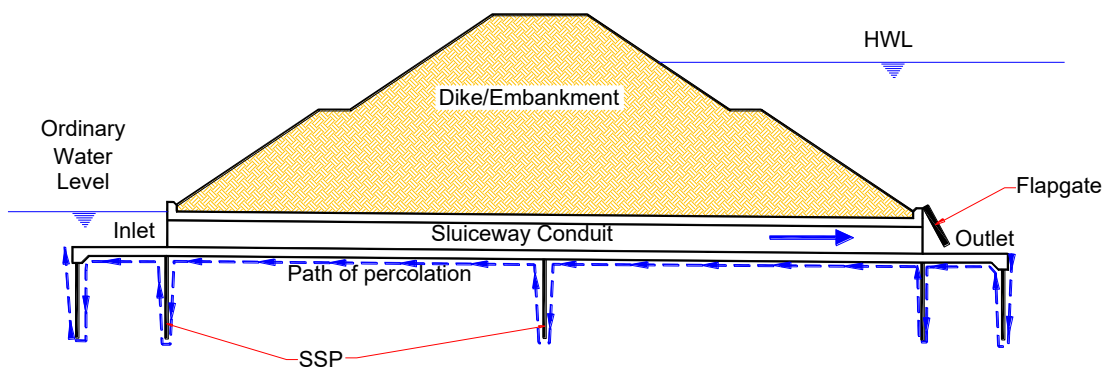
Material	Ratio ¹⁾
- very fine sand or silt	8.5
- fine sand	7.0
- medium sand	6.0
- coarse sand	5.0
- fine gravel	4.0
- medium gravel	3.5
- coarse gravel including cobbles	3.0
- boulders with some cobbles and grave	2.5
- soft clay	3.0
- medium clay	2.0
- hard clay	1.8
- very hard clay or hardpan	1.6

¹⁾ "Design of Small Dams", US Bureau of Reclamation (USBR), 1974, p.341

出典：柔構造樋門の手引き

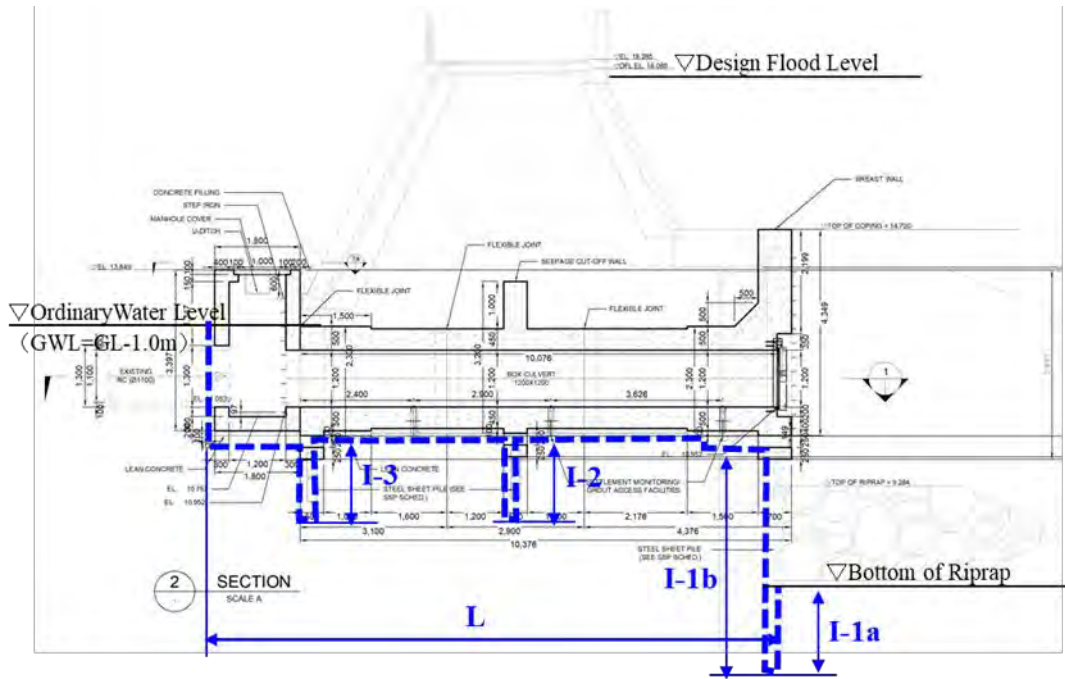
なお、一般的な樋門においては、図 7.2.12 に示すように、浸透経路長は川表の翼壁底部から川裏翼壁の端部までと解されるが、本プロジェクトの樋門では翼壁が無い場合川表函体端部から川裏マンホール端部までとする。

また図 7.2.13 に示すように遮水矢板頂部が後背地盤より低い場合においても、浸透経路長を確保するために、遮水矢板をより深い位置へ延ばしてゆくのは合理的ではない。このため、川裏の鉛直方向は地下水位高さまで浸透路長の計算に含めることとする。これにより「後背地盤が高いため、浸透により川裏法尻が浸食される恐れが少ない」状態を浸透経路長の計算において表現することができる。



出典：調査団

図 7.2.12 一般的な樋門における浸透経路長



出典：調査団

図 7.2.13 本プロジェクトの樋門における浸透経路長

浸透経路長の算定結果を表 7.2.17 に示す。本プロジェクトの樋門は川表胸壁の遮水矢板が長いことが影響し、MR+67A、MR025.1 および MR009A を除き、川裏胸壁および中央遮水壁の矢板は不要である。

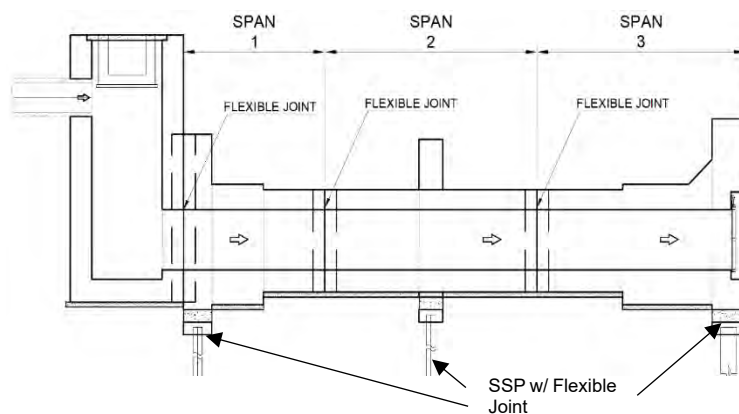
表 7.2.17 浸透経路長の計算結果

Location	Name	L1 Length of Sluiceway	L2 Length of Manhole	L3 (L=L1+L2)	DFL	GWL	ΔH (ΔH=DFL - GWL)	Vertical Creep Distance				Total of Vertical Creep Distance: Σl	(L/3+Σl) /ΔH	Soil Condition	Creep Ratio: C	Safety against Seepage	
								I-1a	I-1b	I-2	I-3						
Left Bank	CP2	7+216 ML097A	16.280	1.200	5.827	17.721	13.351	4.370	10.772	15.150	1.000	0.000	31.523	8.547	Fine Sand	7.000	OK
		7+680 ML087A	11.007	1.200	4.069	18.073	12.917	5.156	12.651	17.150	1.000	0.000	34.868	7.552	Fine Sand	7.000	OK
		7+780 ML087B	10.777	1.200	3.992	18.085	13.498	4.587	12.626	17.150	1.000	0.000	35.424	8.593	Fine Sand	7.000	OK
		7+800 ML091.1	10.933	1.200	4.044	18.000	13.211	4.789	12.621	16.950	1.000	0.000	35.132	8.180	Fine Sand	7.000	OK
		7+827 ML087.2	11.126	1.200	4.109	18.061	12.848	5.213	12.116	16.650	1.000	0.000	33.764	7.265	Fine Sand	7.000	OK
		7+856 ML087.1	10.146	1.200	3.782	18.109	13.657	4.452	12.111	16.650	1.000	0.000	33.368	8.345	Fine Sand	7.000	OK
		7+880 ML087C	9.877	1.200	3.692	18.121	13.917	4.204	12.101	16.150	1.000	0.000	33.318	8.804	Fine Sand	7.000	OK
	7+980 ML087D	9.560	1.200	3.587	18.182	14.573	3.609	12.076	16.650	1.000	0.000	33.849	10.373	Fine Sand	7.000	OK	
	9+220 ML068A	20.189	2.000	7.396	18.933	15.923	3.010	4.766	9.650	1.000	0.000	22.589	9.962	Fine Sand	7.000	OK	
	CP3	9+320 ML068B	17.697	2.000	6.566	18.659	15.484	3.175	12.741	17.650	1.000	0.000	38.125	14.076	Fine Sand	7.000	OK
9+420 ML068C		17.477	2.000	6.492	19.054	16.044	3.010	12.716	17.650	1.000	0.000	38.660	15.001	Fine Sand	7.000	OK	
9+520 ML068D		19.513	2.000	7.171	19.115	16.104	3.011	12.691	15.650	1.000	0.000	36.595	14.535	Fine Sand	7.000	OK	
9+521 ML068		19.513	2.100	7.204	19.115	16.105	3.010	12.691	15.650	1.000	0.000	36.596	14.552	Fine Sand	7.000	OK	
Right Bank	CP1	6+060 MR125A	17.700	1.400	6.367	17.400	14.025	3.375	8.049	12.150	1.000	0.000	25.074	9.316	Fine Sand	7.000	OK
		7+197 MR074	9.741	1.200	3.647	17.709	15.477	2.232	13.276	17.650	1.000	0.000	37.153	18.280	Fine Sand	7.000	OK
		7+356 MR073	7.726	1.200	2.975	17.806	14.089	3.717	13.736	17.317	1.000	0.000	36.725	10.681	Fine Sand	7.000	OK
	CP2	7+399 MR072.1	7.472	1.200	2.891	17.830	14.645	3.185	13.726	17.713	1.000	0.000	37.271	12.610	Fine Sand	7.000	OK
		7+509 MR072	6.973	2.000	2.991	17.891	15.667	2.224	13.696	17.652	1.000	0.000	38.163	18.504	Fine Sand	7.000	OK
		7+840 MR067A	10.162	1.200	3.787	18.097	13.400	4.697	9.611	13.950	2.000	2.000	35.311	8.324	Fine Sand	7.000	OK
		10+935 MR009A	18.375	2.100	6.825	19.956	15.512	4.444	8.841	14.150	1.000	0.000	30.153	8.321	Fine Sand	7.000	OK
	CP3	10+964 MR008	19.651	2.000	7.217	19.966	14.862	5.104	8.831	13.950	1.000	0.000	29.493	7.192	Fine Sand	7.000	OK

出典：調査団

(2) 可とう継手及び可とう矢板

地盤沈下の影響を許容できる樋門構造とするため、函体同士および川裏人孔と函体の接続には可とう継手を使用する。また、樋門部と周辺の築堤部との沈下量の差を許容するため、遮水矢板と函体の接続部は、可とう矢板を設置する。可とう継手（Flexible Joint）および可とう矢板（SSP w/ Flexible Joint）の位置を下図に示す。



出典：調査団

図 7.2.14 可とう継手の設置位置

可とう継手および可とう矢板の変形能力は、変形量の計算結果より 100mm、200mm および 300mm を選択する。選定した可とう継手を表 7.2.18 に、可とう矢板を表 7.2.19 に示す。

表 7.2.18 可とう継手の選定結果

Structural Type of Sluiceway	Manhole - Span 1			Span 1 - Span 2			Span 1 - Span 3		
	Displacement (mm)	Capacity of Flexibility	Type of Joint	Displacement (mm)	Capacity of Flexibility	Type of Joint	Displacement (mm)	Capacity of Flexibility	Type of Joint
TYPE-A	89.7	100.0	TYPE A	7.4	100.0	TYPE A	18.4	100.0	TYPE A
TYPE-B	240.8	300.0	TYPE C	1.8	100.0	TYPE A	2.6	100.0	TYPE A
TYPE-C	73.5	100.0	TYPE A	2.8	100.0	TYPE A	35.6	100.0	TYPE A
TYPE-D	152.3	200.0	TYPE B	12.4	100.0	TYPE A	15.7	100.0	TYPE A
TYPE-E	82.2	100.0	TYPE A	0.7	100.0	TYPE A	8.3	100.0	TYPE A
TYPE-F	119.6	200.0	TYPE B	0.5	100.0	TYPE A	23.5	100.0	TYPE A
TYPE-G	72.3	100.0	TYPE A	2.6	100.0	TYPE A	3.3	100.0	TYPE A
TYPE-H	241.9	300.0	TYPE C	1.5	100.0	TYPE A	2.2	100.0	TYPE A
TYPE-I	77.3	100.0	TYPE A	3.4	100.0	TYPE A	2.5	100.0	TYPE A
TYPE-J	42.6	100.0	TYPE A	19.6	100.0	TYPE A	1.2	100.0	TYPE A

出典：調査団

表 7.2.19 可とう矢板の変形能力

Structural Type of Sluiceway	Breast wall at Landside			Seepage cut-off wall			Breast wall at Riverside		
	Settlement (mm)	Capacity of Flexibility	Type of Joint	Settlement (mm)	Capacity of Flexibility	Type of Joint	Settlement (mm)	Capacity of Flexibility	Type of Joint
TYPE-A	89.7	100.0	TYPE A	232.5	300.0	TYPE C	95.5	100.0	TYPE A
TYPE-B	240.8	300.0	TYPE C	266.6	300.0	TYPE C	175.5	200.0	TYPE B
TYPE-C	73.5	100.0	TYPE A	150.4	200.0	TYPE B	31.7	100.0	TYPE A
TYPE-D	152.3	200.0	TYPE B	252.1	300.0	TYPE C	79.6	100.0	TYPE A
TYPE-E	82.2	100.0	TYPE A	125.4	200.0	TYPE B	42.6	100.0	TYPE A
TYPE-F	119.6	200.0	TYPE B	137.7	200.0	TYPE B	126.9	200.0	TYPE B
TYPE-G	72.3	100.0	TYPE A	93.5	100.0	TYPE A	49.5	100.0	TYPE A
TYPE-H	241.9	300.0	TYPE C	226.9	300.0	TYPE C	182.2	200.0	TYPE B
TYPE-I	77.3	100.0	TYPE A	135.2	200.0	TYPE A	63.7	100.0	TYPE A
TYPE-J	42.6	100.0	TYPE A	153.1	200.0	TYPE B	55.9	100.0	TYPE A

出典：調査団

(3) 函体

1) スパン割りの考え方

函体のスパン割りは、出来るだけ地盤の沈下分布に追随するよう検討する。初期設定では、堤防天端直下を中央スパンとするが、函体縦方向の計算において過大な応力が生じる断面があれば、スパン割を調整のうえ再計算を行う。

2) 設計条件

設計条件を次表に示す。

表 7.2.20 函体の設計条件

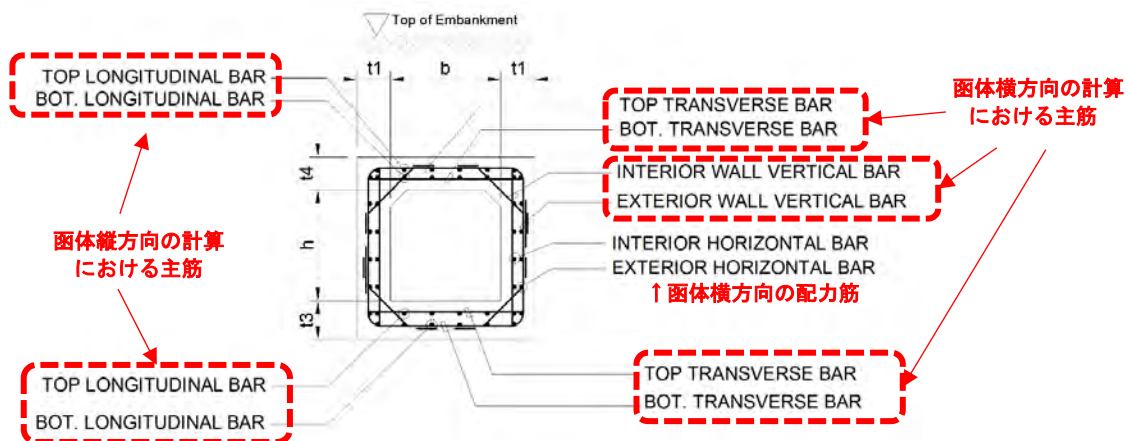
Item		Design Condition	
Material Weight	Concrete Reinforced	24.0 kN/m ³	
	Concrete Plain	23.5kN/m ³	
	Structural Steel	77.0 kN/m ³	
	Water	9.8 kN/m ³	
Soil Condition	Quality of Soil		
	Unit Weight	Damped and Wet Condition	18.0 kN/m ³
		Saturated Condition	20.0 kN/m ³
Submerged Condition		10.0 kN/m ³	
Surcharge on the Ground		Normal: 10 kN/m ² Seismic 5 kN/m ²	

^{1/}Seismic Condition is Considered only in calculation of longitudinal direction.

出典：調査団

3) 部材厚と配筋の決定

函体各方向の配筋は図 7.2.15 の通り、函体の縦方向の計算により頂版および底板の函体縦断方向の配筋を決定し、函体横方向の計算により函体横断方向の配筋を決定する。側壁の函体縦断方向の配筋は、配力筋であるため計算に拠らず最小鉄筋量等により決定する。



出典：調査団

図 7.2.15 函体各方向の配筋諸元の決定

4) 計算結果

構造計算結果より決まる寸法形状について次表に示す。

表 7.2.21 函体縦方向の計算により決定する配筋諸元

Structural Type of Sluiceway	b	h	Span	Block	Bottom Slab								Top Slab							
					t3	Longitudinal				t4	Longitudinal									
						Outer Side		Inner Side			Outer Side		Inner Side							
						Dia.	Interval	Dia.	Interval		Dia.	Interval	Dia.	Interval						
TYPE A	1,000	1,000	1	1	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				2	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
			2	1	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250						
				2	500	D22(A)	@250	D22(A)	@250	500	D22(A)	@250	D22(A)	@250						
			3	1	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250						
				2	500	D22(A)	@250	D22(A)	@250	500	D22(A)	@250	D22(A)	@250						
TYPE B	1,000	1,000	1	1	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				2	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
			2	1	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				1	450	D19(A)	@250	D19(A)	@250	450	D19(A)	@250	D19(A)	@250						
			3	1	450	D19(A)	@250	D19(A)	@250	450	D19(A)	@250	D19(A)	@250						
				2	700	D19(A)	@250	D19(A)	@250	500	D19(A)	@250	D19(A)	@250						
TYPE C	1,000	1,000	1	1	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				2	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
			2	1	450	D19(A)	@250	D19(A)	@250	450	D19(A)	@250	D19(A)	@250						
				1	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250						
			3	1	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250						
				2	500	D22(A)	@250	D22(A)	@250	500	D22(A)	@250	D22(A)	@250						
TYPE D	1,000	1,000	1	1	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				2	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
			2	1	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				1	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
			3	1	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				2	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
TYPE E	1,000	1,000	1	1	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				2	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
			2	1	450	D19(A)	@250	D19(A)	@250	450	D19(A)	@250	D19(A)	@250						
				1	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250						
			3	1	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250						
				2	500	D22(A)	@250	D22(A)	@250	500	D22(A)	@250	D22(A)	@250						
TYPE F	1,000	1,000	1	1	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				2	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
			2	1	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				1	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
			3	1	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				2	500	D25(A)	@250	D25(A)	@250	500	D25(A)	@250	D25(A)	@250						
TYPE G	1,000	1,000	1	1	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				2	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
			2	1	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250						
				1	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250						
			3	1	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250						
				2	500	D22(A)	@250	D22(A)	@250	500	D22(A)	@250	D22(A)	@250						
TYPE H	1,200	1,200	1	1	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				2	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
			2	1	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				1	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
			3	1	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				2	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
TYPE I	1,200	1,200	1	1	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				2	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
			2	1	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				1	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
			3	1	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250	450	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				2	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
TYPE J	1,000	1,000	1	1	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250	500	D16(A)	@250	D16(A)	@250						
				2	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250						
			2	1	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250	450	D22(A)	@250	D22(A)	@250						
				1	450	D19(A)	@250	D19(A)	@250	450	D19(A)	@250	D19(A)	@250						
			3	1	450	D19(A)	@250	D19(A)	@250	450	D19(A)	@250	D19(A)	@250						
				2	500	D19(A)	@250	D19(A)	@250	500	D19(A)	@250	D19(A)	@250						

出典：調査団

表 7.2.22 函体横方向の計算により決定する配筋諸元

Structural Type of Sluiceway	Span	Block	Side Wall				Bottom Slab				Top Slab			
			Vertical				Transverse				Transverse			
			Outer Side		Inner Side		Outer Side		Inner Side		Outer Side		Inner Side	
			Dia.	Interval	Dia.	Interval	Dia.	Interval	Dia.	Interval	Dia.	Interval	Dia.	Interval
TYPE A	1	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	2	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	3	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
TYPE B	1	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	2	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	3	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
TYPE C	1	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	2	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	3	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
TYPE D	1	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	2	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	3	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
TYPE E	1	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	2	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	3	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
TYPE F	1	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	2	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	3	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
TYPE G	1	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	2	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	3	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
TYPE H	1	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	2	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	3	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
TYPE I	1	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	2	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	3	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
TYPE J	1	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	2	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
	3	1	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250
		2	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250

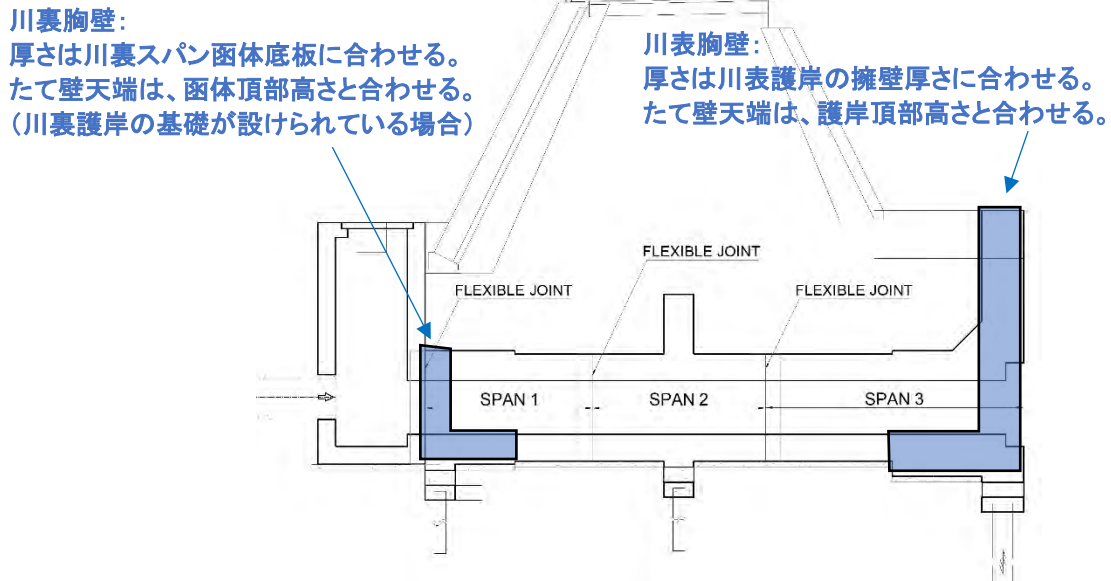
出典：調査団

(4) 胸壁

1) 形状検討

本プロジェクトの樋門は、鋼矢板護岸区間に設けられる。川表の胸壁は隣接する鋼矢板護岸の笠コンクリートと厚さおよび天端高さを揃えるものとする。

また、川裏の護岸法尻は函体天端よりも高い位置にあり、函体の上方に護岸基礎が設けられている。この場合、護岸基礎としての機能は胸壁に求められないため、川裏胸壁は函体頂部から上方への張り出しは考慮しないものとする。



出典：調査団

図 7.2.16 胸壁の形状について

2) 設計条件

壁は函体に固定された片持ち梁として設計する。川表の胸壁は、前面を平水位、背面を残留水位として計算する。残留水位は、以下の方法により設定する。

$$RWL = (GL - WL) \times 2/3$$

ここで、

- RWL : 残留水位
- GWL : 自然地下水位
- WL : 前面水位
- GL : 背後地盤高

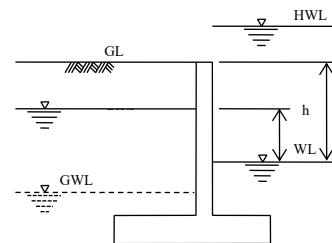


図 7.2.17 川表胸壁の水位条件

川裏胸壁については天端が地下水位以下となるため、前面／背面で水位差が生じないものとする。材料の単位体積重量等は函体の条件と同じであるため、省略する。

3) 計算結果

構造計算結果より決まる配筋諸元について次表に示す。

表 7.2.23 川表胸壁の配筋諸元一覧

SCHEDULE OF BREAST WALL AT RIVER SIDE																
Structural Type of Sluiceway	Vertical Wall								Bottom Slab							
	Horizontal				Vertical				Longitudinal				Transverse			
	Outer Side		Inner Side		Outer Side		Inner Side		Bottom		Top		Bottom		Top	
	Dia.	Interval	Dia.	Interval	Dia.	Interval	Dia.	Interval	Dia.	Interval	Dia.	Interval	Dia.	Interval	Dia.	Interval
TYPE-A	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250
TYPE-B	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D19(A)	@250	D19(A)	@250
TYPE-C	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250
TYPE-D	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D19(A)	@250	D19(A)	@250
TYPE-E	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250
TYPE-F	D16(A)	@250	D22(A)	@250	D16(A)	@250	D22(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D19(A)	@250	D19(A)	@250
TYPE-G	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D19(A)	@250	D19(A)	@250
TYPE-H	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D19(A)	@250	D19(A)	@250
TYPE-I	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250
TYPE-J	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250

出典：調査団

表 7.2.24 川裏胸壁の配筋諸元一覧

SCHEDULE OF BREAST WALL AT RIVER SIDE																
Structural Type of Sluiceway	Vertical Wall								Bottom Slab							
	Horizontal				Vertical				Longitudinal				Transverse			
	Outer Side		Inner Side		Outer Side		Inner Side		Bottom		Top		Bottom		Top	
	Dia.	Interval	Dia.	Interval	Dia.	Interval	Dia.	Interval	Dia.	Interval	Dia.	Interval	Dia.	Interval	Dia.	Interval
TYPE-A	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250
TYPE-B	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D19(A)	@250	D19(A)	@250
TYPE-C	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250
TYPE-D	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D19(A)	@250	D19(A)	@250
TYPE-E	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250
TYPE-F	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D22(A)	@250	D22(A)	@250
TYPE-G	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250
TYPE-H	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D19(A)	@250	D19(A)	@250
TYPE-I	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250
TYPE-J	D16(A)	@250	D16(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D12(A)	@250	D16(A)	@250	D16(A)	@250

出典：調査団

7.3 MCGS 詳細設計

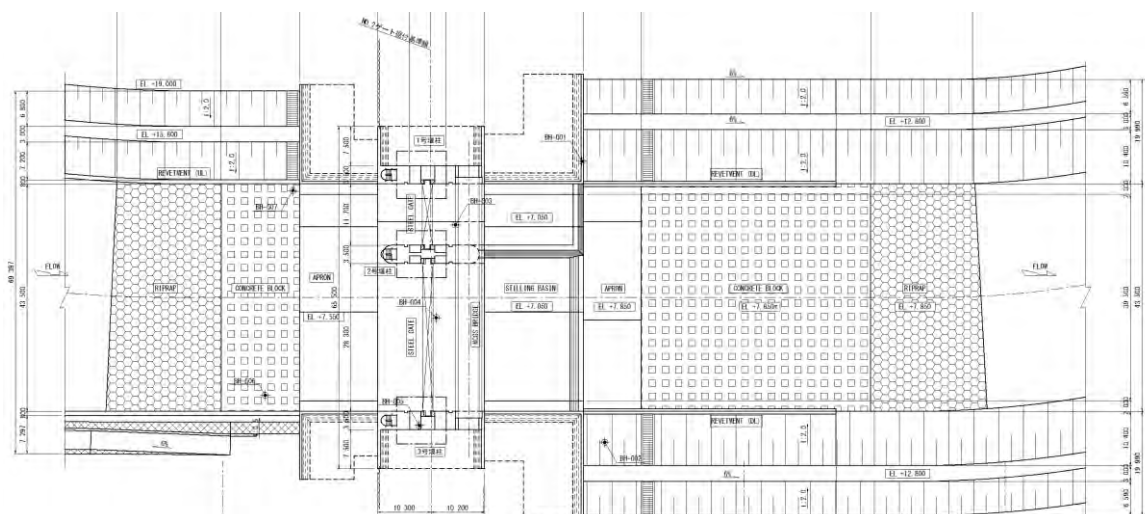
7.3.1 MCGS 詳細設計概要

6.3 MCGS 基本設計で設定した諸元に基づき詳細設計を実施した。詳細設計では下記の検討を行っている。

- ・ 土木施設（本体工、水叩き工、取付擁壁等）の構造設計とレベル2耐震設計
- ・ ゲート設備の構造設計と仕様の決定
- ・ 情報通信設備および電気設備の詳細検討と仕様の決定

7.3.2 土木施設設計

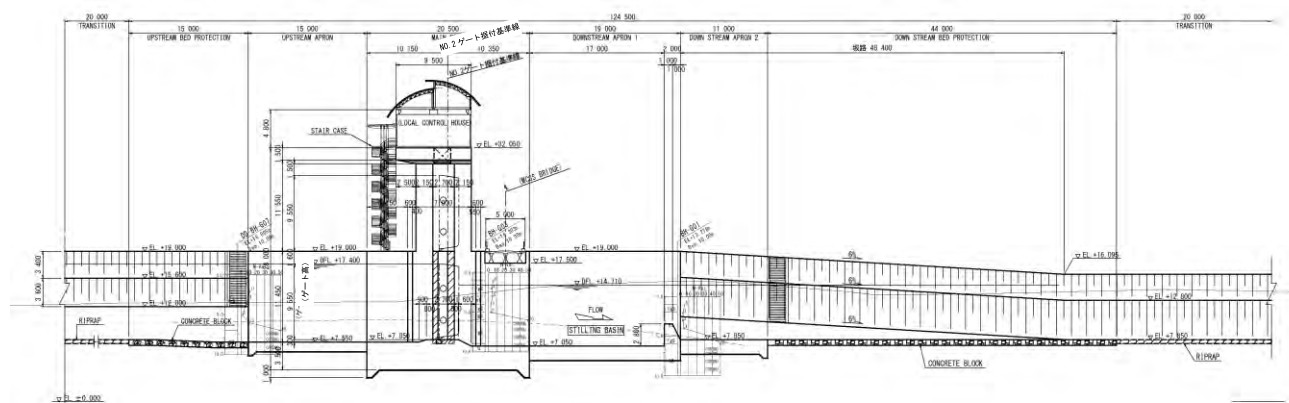
MCGS の基本設計において、決定した施設諸元に対して、基礎工等の安定計算、本体工の構造計算、L2耐震設計等、土木施設の設計を実施する。図 7.3.1～図 7.3.6 に MCGS の構造図面を示す。



出典：調査団

図 7.3.1 MCGS 堰 一般図

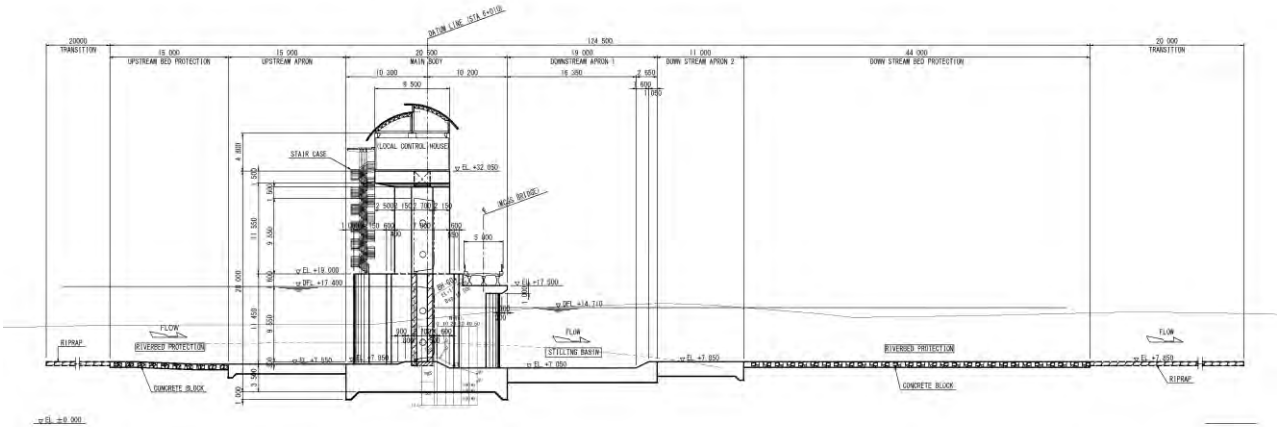
A — A



出典：調査団

図 7.3.2 MCGS 堰縦断面図-1

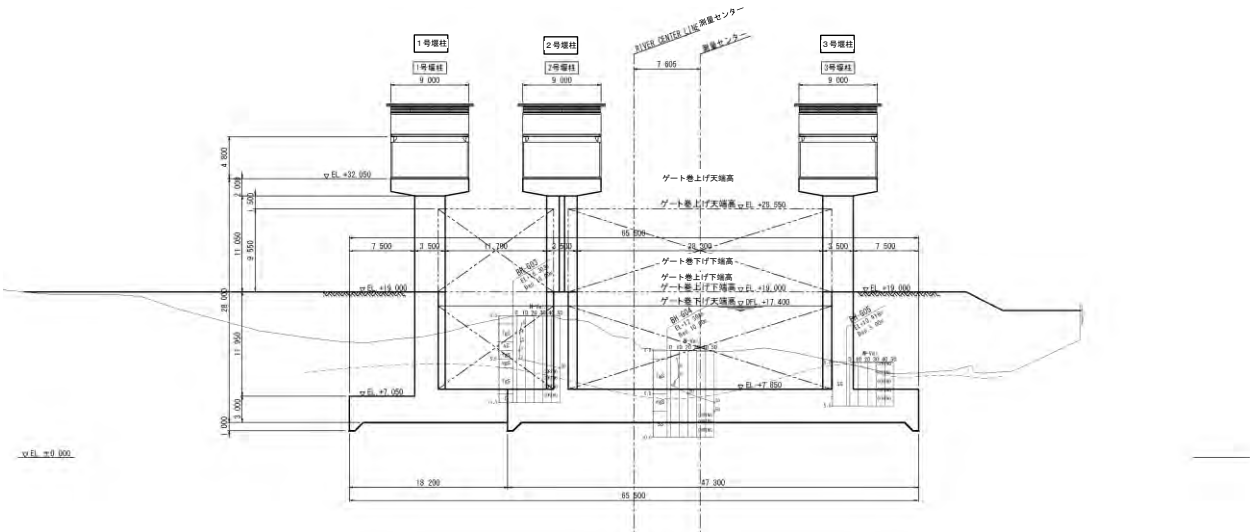
B - B



出典：調査団

図 7.3.3 MCG S 堰縦断面図-2

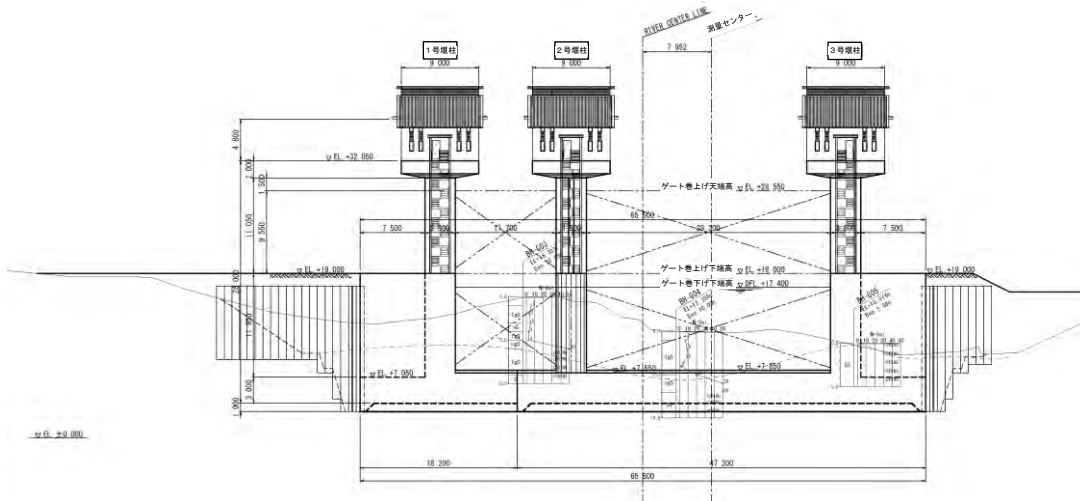
1 - 1



出典：調査団

図 7.3.4 MCGS 堰 断面図-1

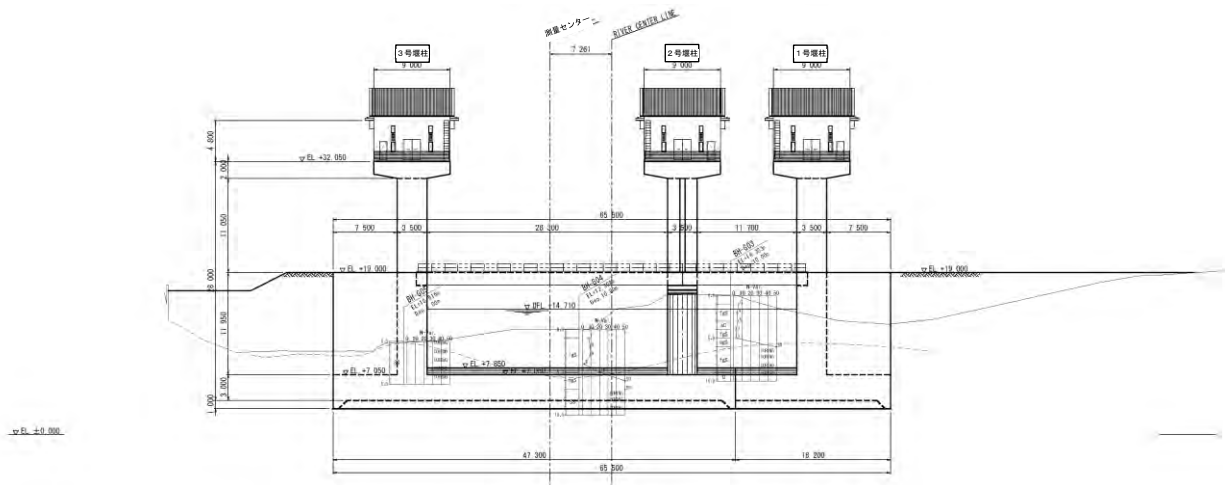
2 - 2



出典：調査団

図 7.3.5 MCGS 堰 断面図-2

3 - 3



出典：調査団

図 7.3.6 MCGS 堰 断面図-3

7.3.2.1 設計条件

本項では、MCGS 堰の構造設計に必要な設計条件、構造計算・荷重条件、地盤条件、水位条件、施工条件等の必要項目を整理する。

(1) 構造設計条件

主な構造設計条件は、表 7.3.1 に示した通りである。詳細は別途示す。また、設計の基本条件となる堰の一般図は図 7.3.1 の通りである。

表 7.3.1 MCGS 構造設計条件一覧

項目	条件一覧		設定理由
準拠基準	<ul style="list-style-type: none"> ・ DGCS 2015 ・ 改定 解説・河川管理施設等構造令 ・ 建設省 河川砂防技術基準（案）設計編[I] ・ 堰の設計 ・ 柔構造樋門設計の手引き ・ 道路橋示方書IV下部構造編 		堰の基本的な形状は左記基準に準ずる。
材料の規格	コンクリート	クラスA	フィリピン国内の材料を使用する
	鉄筋	Grade 420	PNS：フィリピン国家規格
物理定数	ヤング係数	200,000 MPa	フィリピン国内の材料特性を適用
	ヤング係数比	n=9	〃
	線膨張係数	10.8×10 ⁻⁶	〃
許容応力度	コンクリート	fc=8.28 N/mm ² ra=0.36 N/mm ²	〃
	鉄筋	σc=168N/mm ²	〃
	割増係数	風荷重25% 温度変化25% 地震時33% 施工時50%	フィリピン国内の設定方法に準ずる 風荷重+温度変化の場合は40%割増
最小部材厚	最小値	0.35m	標準
	割増時のラウンド値	0.05m	
最小鉄筋量	函体横方向他	Aの0.2%以上	A：コンクリートの有効断面積
	函体縦方向	Aの0.3%以上	〃
配筋仕様	主筋を外、配力筋を内の基本思想で部位ごとに設定		一般的な仕様。なお、門柱などの柱部材は、配力筋を耐震性の拘束筋とするため、左記とは逆の配筋とした

出典：調査団

1) 基本諸元

基本設計で整理した MCGS 堰の基本諸元（位置、敷高、断面）を整理する。結果は、表 7.3.2 の通りである。

表 7.3.2 MCGS 堰の基本諸元

項目	諸元	備考
構造上の分類	可動堰	- 洪水時における分流の確実性を考慮 - Manggahan放水路を通じてのラグナ湖からの排水に配慮
位置	STA.6+010	- 用地制約や河道湾曲部を考慮したうえで、EFCOS (S TA.6+550付近) からできるだけ近い位置
計画高水位 (DFL)	上流側：EL. 17.400 m 下流側：EL. 14.711 m	
水位条件 (構造検討)	(洪水時) 上流側：EL. 17.400 m 下流側：EL. 13.425 m	- 下流側水位は水理模型実験時の下流側水位
	(低水位時) 上流側：EL. 17.400 m 下流側：EL. 11.003 m	- 下流側水位はRosario堰マリキナ川側観測水位より算定
堤防高 (計画)	本川側：EL.+18.600	- DFL + 余裕高1.2m
門数	2門	- 運用の弾力性、故障時の冗長性等を考慮

項目	諸元	備考
径間長	31.8m + 15.2m (純径間：28.7m+11.3m)	- 最小径間長12.5m (流下物による通水部の閉塞を回避) - 平常時の水面幅である40mを2門全開で確保 - 洪水時に小径間ゲートのみを全開にし、計画洪水流下時の下流への流量を500m ³ /sに制限する
堰敷高 (シル高)	EL. 7.850 m	- 計画河床高
減勢工	減勢池方式 L=26.4m、EL.7.050m	- 平常時の通船や洪水流下を妨げない方式 - 上下流最大水位差の20%程度の深さ - 日本の既往事例 ¹⁾ を参考に設定
本体(床版)長	20.5m	- 管理橋、管理用階段、門柱幅、堰柱幅より設定
水叩き延長	上流側：15m 下流側：30m	- 日本の既往事例 ¹⁾ を参考に、下流側の1/2の延長 - 必要となる浸透経路長により延長を設定
護床工延長	上流側：15m 下流側：44m	- 上流側水叩き工と同じ長さ - 床止め構造検討の手引きに従い算定
本体工天端高	EL. 19.00 m	- 護岸の施工天端高(余盛含む)
門柱天端高	EL. 32.050 m	- ゲート高に引上げ時の余裕高1.5mを考慮
ゲート天端高	EL. 17.400 m	- DFLに合わせる
ゲート形式	引上げ式ローラーゲート	- 維持管理運用と経済性より選定
ゲート扉体構造/材質	シェル構造/省合金二相ステンレス	- (構造) 流下物、堆砂への対応、コスト面での優位性 - (材料) ライフサイクルコスト、パッシングマリキナ川の汽水域での適用性
操作方式	開閉装置：電動(商用電源) 操作；遠隔操作および機側操作	- 商用電源の使用、ただし停電時の備えとして予備動力設備2基を設置 - 遠隔および機側に加え、発電機室に緊急操作盤を設置
管理橋	PC橋(有効幅員：4.0m)	- 管理用車両の通行のみを想定

1) 「堰の設計」(ダム技術センター)

出典：調査団

2) 構造計算・荷重条件

本体工の安定計算と、翼壁、胸壁の構造計算の内容を以下に概説する。

(a) 本体工

MCGS 堰は、径間長が 11.7m と 28.3m の 2 スパンであり、端部堰柱と端部堰柱+中央堰柱の逆 T 形状と U 型形状の構造となる。安定検討は、端部堰柱(逆 T 構造)と端部堰柱+中央堰柱(U 型構造)のそれぞれの形状で行う。

また、2号、3号堰柱をU型採用した根拠は、以下のとおりである。

- ・地盤が良く直接基礎となるため安定検討を満足する構造とする必要がある。
- ・施工順序・締め切り方法を考慮すると、1号、2号のU型構造の採用は困難である。
- ・施工時において、2号堰柱のみの逆T単体だと転倒に対する安定検討が満足しない。

本体構造形式：1号堰柱 : 逆T型
2,3号堰柱 : U型

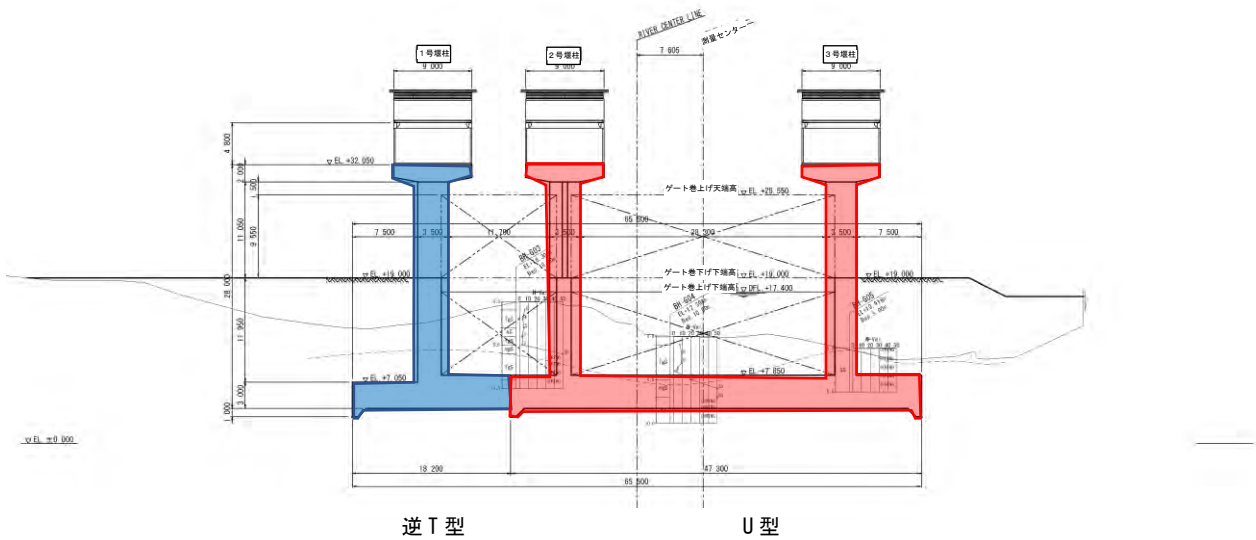


図 7.3.7 本体構造形式

水門の本体の形式は、一般に次に示すものが用いられている（図 I-67）。

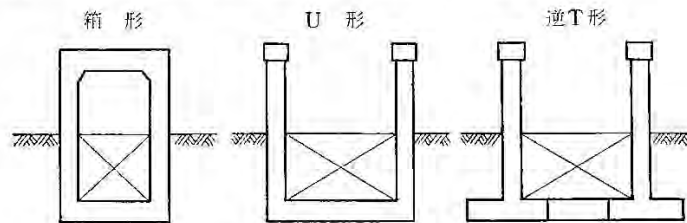


図 I-67 水門の本体の形式

水門の本体の形式は、小規模なものは箱形、大規模なものは逆T形となり、中間のものはU形としている場合が多いが、構造形式の選定にあたっては、基礎地盤の良否、施工性（仮締切との関連）、事業費等も考慮する必要がある。

出典：「河川砂防技術基準（案）設計編 I P110」

図 7.3.8 水門の本体の形式

本堰においては、床付け面が支持層（岩）となるため、直接基礎となるが、その場合の安定検討において滑動照査が満足しない恐れがある。

大きく水平力を受ける計算ケースは流水直角方向の地震時である。本構造はそれぞれ分離しているがその前面には躯体があるためストラット構造となる。よって、地震時の滑動照査は省略するものとする。

検討ケースは、流水方向、流水直角方向について、それぞれ常時・洪水時・地震時・施工時を想定する。

それぞれのケースにおいて滑動・転倒・支持の安定計算を行い、表 7.3.3 に示した必要安全率を満足する設計を行う。

表 7.3.3 安全率

項目	常時・洪水時・施工時	地震時	備考
滑動	1.5	1.2	
転倒	L/6	L/3	L：基礎幅
支持	3.0	2.0	テルツァギーの基礎地盤極限支持力の算定

出典：調査団整理

(b) 胸壁

胸壁は、本体に固定された片持ち梁として設計することを原則とする。

(c) 翼壁

翼壁横断方向を逆 T 擁壁部、流水方向ウイング部を L 型擁壁部として検討を行う。

逆 T 擁壁部については、水叩きに接続するため安定検討時の滑動照査は省略する。水叩きの受動力を考慮する必要があるため、施工においては、翼壁より水叩きの施工を最初に実施する。

L 型擁壁部は擁壁前面が河岸となっており護岸を設置するため、安定検討時に前面の受働土圧を考慮する。

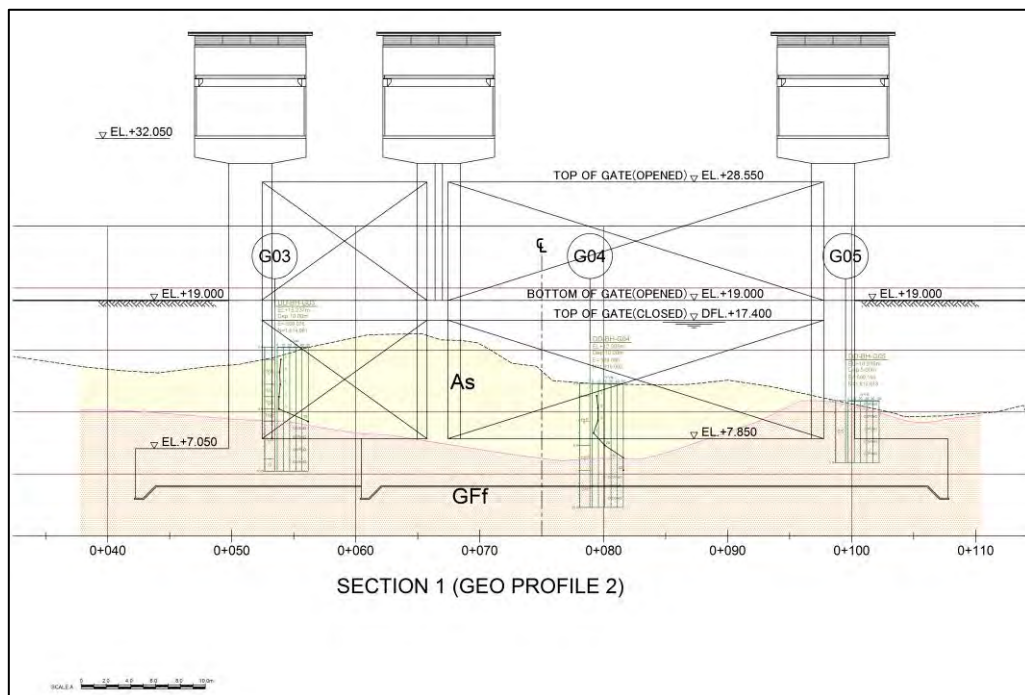
(2) 地盤条件

MCGS 堰の地盤条件（地層構成、土質定数）は、当該地で実施された地質調査結果に基づき、表 7.3.4 の通り設定する。

表 7.3.4 土質定数

地層	土質	N値	含水比 Wn(%)	細粒分 Fc(%)	塑性指数 Ip	単位重量 γt(kN/m ³)	粘着力c(kN/m ²)	せん断抵抗角φ(°)
As	砂質土	9.9	30	30~20	9	17.5	0	30
GFf	風化岩	121.5	8	-	-	17	1,000	30

出典：調査団



出典：調査団

図 7.3.9 地層構成図

(3) 水位条件

MCGS 堰の設計水位は、表 7.3.5 のとおりとする。構造検討に用いる洪水時の下流側水位は水理模型実験時の水位を用いる。

表 7.3.5 MCGS 堰 設計水位一覧

項目	諸元	備考
計画高水位 (DFL)	上流側：EL. 17.400 m 下流側：EL. 14.711 m	
水位条件 (構造検討)	(洪水時) 上流側：EL. 17.400 m 下流側：EL. 13.425 m	- 下流側水位は水理模型実験時の下流側水位
	(低水位時) 上流側：EL. 17.400 m 下流側：EL. 11.003 m	- 下流側水位はRosario堰マリキナ川側観測水位より算定

出典：調査団

(4) 施工条件

MCGS 堰の主要な施工条件は、表 7.3.6 に示したとおりである。

表 7.3.6 施工条件

項目	条件	備考
掘削勾配	掘削勾配は、盛土部の土質性状の資料がないことから、1:2.0の緩勾配とする。	
仮排水路	先行公開版につき非表示	
工事用道路	先行公開版につき非表示	
施工	先行公開版につき非表示	

出典：調査団

7.3.2.2 基礎工

地盤条件の整理において前述した通り、MCGS 設置予定位置には岩盤層が床付け位置に分布しているため直接基礎構造とする。

7.3.2.3 本體工詳細設計

(1) 安定計算

1) 堰柱部の設計方針

本堰は、径間長が 11.7m と 28.3m の 2 スパンであり、端部堰柱と端部堰柱+中央堰柱の逆 T 形状と U 型形状の構造となる。

安定検討は、端部堰柱（逆 T 構造）と中央堰柱+端部堰柱（U 型構造）のそれぞれの形状で行う。

本堰においては、床付け面が支持層（岩）となるため、直接基礎となるが、その場合の安定検討において滑動照査が満足しない恐れがある。

大きく水平力を受ける計算ケースは流水直角方向の地震時である。本構造はそれぞれ分離しているがその前面には躯体があるためストラット構造となる。よって、地震時の滑動照査は省略するものとする。

(a) 荷重ケース

計算ケースは、流水方向で8ケース、流水直角方向で4ケースとし、荷重ケースを表 7.3.7 に示す。

表 7.3.7 荷重ケース（端部堰柱（1号））

			躯体自重	胸壁上土重	胸壁上水重	内水重	上屋荷重	ゲート荷重	管理橋荷重	水圧（上流）	水圧（下流）	土圧	風荷重	揚圧力	地震時慣性力
A. 流水方向	Case1	常時+風荷重 1（上流→下流）	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	
	Case2	常時+風荷重 2（上流←下流）	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	
	Case3	洪水時+風荷重 1（上流→下流）	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	
	Case4	洪水時+風荷重 2（上流←下流）	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	
	Case5	地震時 1（上流→下流）	○	○	○	○	○	○	○	○	○			○	○
	Case6	地震時 2（上流←下流）	○	○	○	○	○	○	○	○	○			○	○
	Case7	施工時 1（上流→下流）	○	○			○	○	○				○		
	Case8	施工時 2（上流←下流）	○	○			○	○	○				○		
B. 流水直角方向	Case1	常時+風荷重（陸側→川側）	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○	
	Case2	洪水時+風荷重時（陸側→川側）	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○	
	Case3	地震時（陸側→川側）	○	○	○	○	○	○	○	○		○		○	○
	Case4	施工時（陸側→川側）	○	○			○	○	○			○	○		

出典：調査団

表 7.3.8 荷重ケース（中央堰柱（2号）+端部堰柱（3号））

			躯体自重	胸壁上土重	胸壁上水重	内水重	上屋荷重	ゲート荷重	管理橋荷重	水圧（上流）	水圧（下流）	土圧	風荷重	揚圧力	地震時慣性力	動水圧
A. 流水方向	Case1	常時+風荷重 1（上流→下流）	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○		
	Case2	常時+風荷重 2（上流←下流）	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○		
	Case3	洪水時+風荷重 1（上流→下流）	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○		
	Case4	洪水時+風荷重 2（上流←下流）	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○		
	Case5	地震時 1（上流→下流）	○	○	○	○	○	○	○	○	○			○	○	○
	Case6	地震時 2（上流←下流）	○	○	○	○	○	○	○	○	○			○	○	○
	Case7	施工時 1（上流→下流）	○	○			○	○	○				○			
	Case8	施工時 2（上流←下流）	○	○			○	○	○				○			
B. 流水直角方向	Case1	常時+風荷重（陸側→川側）	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○		
	Case2	洪水時+風荷重時（陸側→川側）	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○		
	Case3	地震時（陸側→川側）	○	○	○	○	○	○	○	○		○		○	○	○
	Case4	施工時（陸側→川側）	○	○			○	○	○			○	○			

出典：調査団

(b) 設計水位

表 7.3.9 に設計水位の一覧表を示す。

表 7.3.9 設計水位一覧表

項目	諸元	備考
計画高水位（DFL）	上流側：EL. 17.400 m 下流側：EL. 14.711 m	
平水位（OWL）	堰軸：EL. 11.090 m	
低水位（LWL）	堰軸：EL. 10.800 m	

項目	諸元	備考
水位条件（構造検討）	（洪水時） 上流側：EL. 17.400 m 下流側：EL. 13.425 m	- 下流側水位は水理模型実験時の下流側水位
	（低水位時） 上流側：EL. 17.400 m 下流側：EL. 11.003 m	- 下流側水位はRosario堰マリキナ川側観測水位より算定
	（構造物外側の残留水位） 外側：EL. 16.670 m	- 近傍ポーリングでもっとも高い孔内水位（EL.15.20m）とHWLの2/3水位

2) 端部堰柱（1号堰柱） 安定計算

(a) 荷重集計

端部堰柱の荷重集計を表 7.3.10 に示す。

表 7.3.10 端部堰柱 荷重集計一覧表

			鉛直荷重 V (KN)	モーメント Mx (KN. m)	水平荷重 H (KN)	モーメント My (KN. m)
A. 流水方向	Case1	常時+風荷重 1（上流→下流）	76405.13	770253.96	-945.21	-21087.16
	Case2	常時+風荷重 2（上流←下流）	76405.13	770253.96	698.39	20282.26
	Case3	洪水時+風荷重 1（上流→下流）	64818.70	658568.51	-1747.44	-22686.66
	Case4	洪水時+風荷重 2（上流←下流）	64818.70	658568.51	-103.84	18682.76
	Case5	地震時 1（上流→下流）	75424.58	758790.60	-19314.30	-162042.67
	Case6	地震時 2（上流←下流）	75424.58	758790.60	19047.04	161156.65
	Case7	施工時 1（上流→下流）	95527.47	964403.85	-821.80	-20684.71
	Case8	施工時 2（上流←下流）	95527.47	964403.85	821.80	20684.71
B. 流水直角 方向	Case1	常時+風荷重（陸側→川側）	81190.96	534959.38	-25035.89	-133234.82
	Case2	洪水時+風荷重時（陸側→川側）	70072.03	471081.95	-22335.20	-117119.91
	Case3	地震時（陸側→川側）	79725.45	529687.29	-48721.68	-297963.50
	Case4	施工時（陸側→川側）	102446.12	689681.85	-12731.43	-81304.20

(b) 安定照査

堰本体の安定性を検討するにあたっては、本体部（躯体）のそれぞれの合成した荷重より安定検討を行った。安定計算結果を表 7.3.11、表 7.3.12 に示す。

表 7.3.11 端部堰柱（流水方向） 安定計算結果

			Case1	Case2	Case3	Case4
転倒	合力の作用点	$d = \frac{(\sum w \cdot X - \sum H \cdot Y)}{\sum w}$	10.36	9.82	10.51	9.87
	偏心距離	$e = B/2 - d$ (m)	0.11	0.43	0.26	0.38
	許容値	ea (m)	3.42	3.42	3.42	3.42
	判定		OK	OK	OK	OK
滑動	摩擦係数	μ	0.7	0.7	0.7	0.7
	地盤の粘着力	C (kN/m ²)	13	13	13	13
	安全率	$F = \frac{\sum V \cdot \mu + c \cdot B}{\sum H}$	56.6	76.6	26.0	437.0
	許容安全率	Fs	1.5	1.5	1.5	1.5
	判定		OK	OK	OK	OK
			Case5	Case6	Case7	Case8
転倒	合力の作用点	$d = \frac{(\sum w \cdot X - \sum H \cdot Y)}{\sum w}$	12.21	7.92	10.31	9.88
	偏心距離	$e = B/2 - d$ (m)	1.96	2.33	0.06	0.37
	許容値	ea (m)	6.83	6.83	3.42	3.42
	判定		OK	OK	OK	OK

			Case1	Case2	Case3	Case4
滑動	摩擦係数	μ	0.7	0.7	0.7	0.7
	地盤の粘着力	C (kN/m ²)	13	13	13	13
	安全率	$F = \frac{\sum V \cdot \mu + c \cdot B}{\sum H}$	2.7	2.8	81.4	81.4
	許容安全率	F_s	1.2	1.2	1.5	1.5
	判定		OK	OK	OK	OK

出典：調査団

表 7.3.12 端部堰柱（流水直角方向） 安定計算結果

			Case1	Case2	Case3	Case4
転倒	合力の作用点	$d = \frac{(\sum w \cdot X - \sum H \cdot Y)}{\sum w}$	8.23	8.39	10.38	7.53
	偏心距離	$e = B/2 - d$ (m)	0.87	0.71	1.28	1.57
	許容値	ea (m)	3.03	3.03	6.07	3.03
	判定		OK	OK	OK	OK
滑動	摩擦係数	μ	0.7	0.7	0.7	0.7
	地盤の粘着力	C (kN/m ²)	13	13	0	13
	安全率	$F = \frac{\sum V \cdot \mu + c \cdot B}{\sum H}$	2.3	2.2	1.1	5.6
	許容安全率	F_s	1.5	1.5	1.2	1.5
	判定		OK	OK	NG	OK

出典：調査団

(c) 支持力照査

(i) 計算手法

本設計の支持地盤は、岩（GF f）土質定数は以下とする。

単位体積重量 $\gamma = 17.0$ kN/m³

内部摩擦角 $\phi = 0^\circ$

粘着力 $C = 3500$ kN/m²

地盤の許容支持力は以下のとおり設定する。^{1,2}

$$Qa = \frac{Qu}{SF}$$

SF = 3（常時）

SF = 2（地震時）

基礎地盤の極限支持力は、次式により算定される。

$$Qu = A' \left\{ \alpha k c N_c + k q N_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B' N_r \right\}$$

ここに、

Qu : 極限支持力 (kN)

¹ NSCP Vol. II Bridges (ASD) 4.4.7.1 Bearing Capacity

² 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 10.3.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力

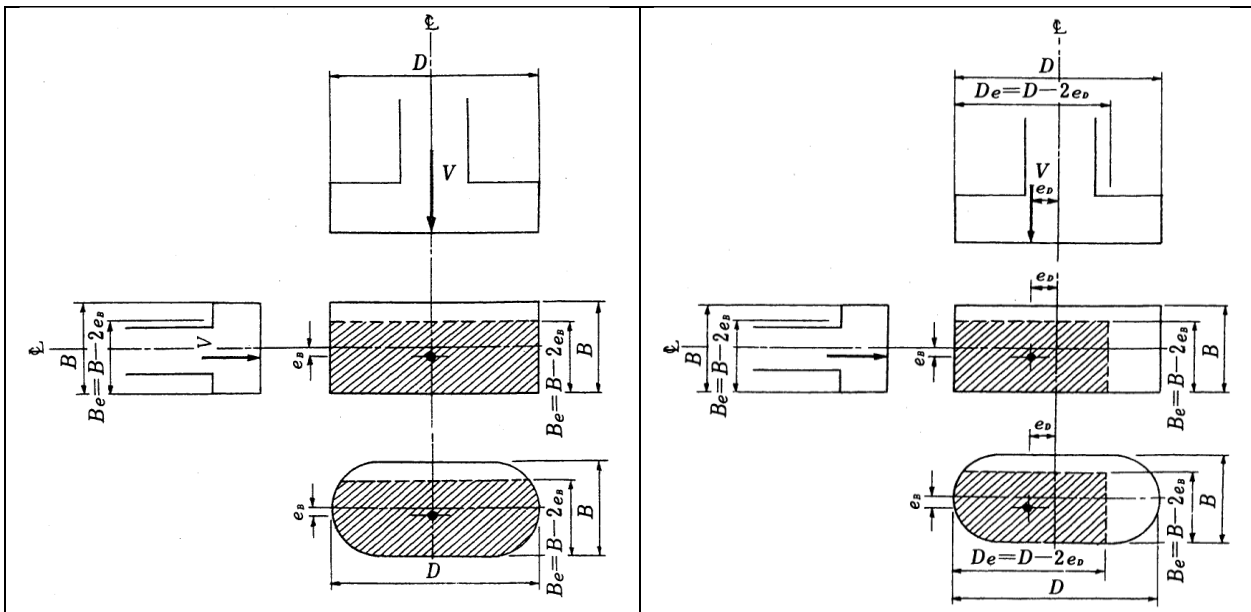
A' : フーチングの有効載荷面積 (m²) (次の図を参照)
 α, β : 次の表に示す基礎の形状係数

表 7.3.13 基礎の形状係数

基礎の形状	α	β
帯状	1.0	1.0
正方形、円形	1.3	0.6
長方形、楕円	1+0.3B'/L'	1-0.4B'/L'

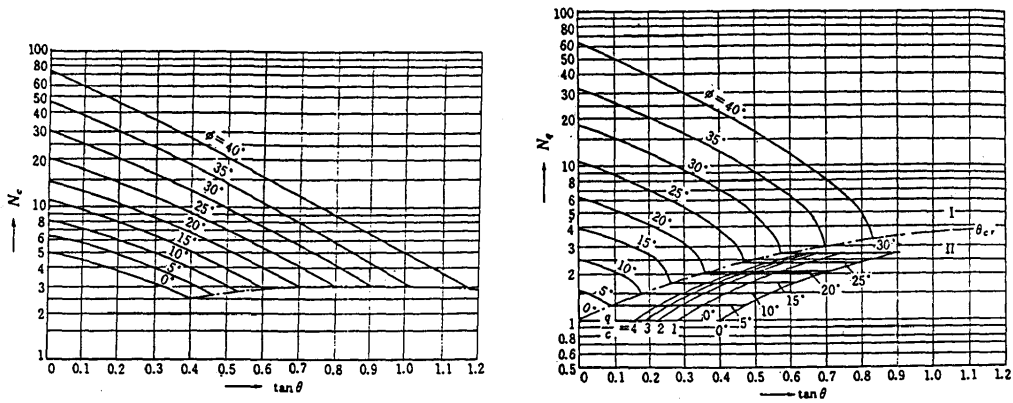
出典：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 表-解 10.3.3 より編集

C : 地盤の粘着力 (kN/m²)
 q : 上載荷重 (kN/m²)
 = γ₂ · Df
 γ₁, γ₂ : 支持地盤の単位重量 (kN/m³)
 B', L' : 次の図で示す有効載荷面積での幅と長さ
 B' : B - 2e_H; L' = L - 2e_L
 E : 次の図に示す基礎底面に作用する鉛直荷重の作用位置と基礎中心との距離 (m)
 Df : 地表面から基礎底面までの深さ (m)
 K : 係数 (1+0.3 x Df'/B)
 Df' : 基礎の有効根入れ深さ (m)
 Nc, Nq, Nr : 支持力係数 (図 7.3.11 を参照)



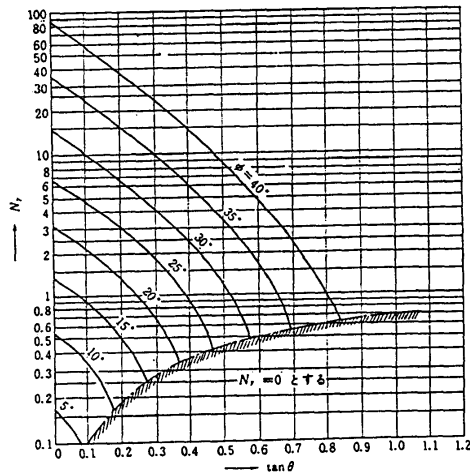
出典：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 表-解 10.3.4, 10.3.5

図 7.3.10 基礎底面の載荷面積



Graph for Bearing Capacity Factor N_c

Graph for Bearing Capacity Factor N_q



Graph for Bearing Capacity Factor N_r

出典：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 表-解 10.3.1, 10.3.2, 10.3.3

図 7.3.11 支持力係数のグラフ

(ii) 支持力照査

地盤の許容支持力を以下のとおり算定する。

表 7.3.14 橋軸方向

(B = 20.500 (m), D = 18.200 (m))

No	MB (kN.m)	eB (m)	Be (m)	α	β	κ	HB (kN)	q (kN/m ²)	Sq	Sr
1	8404.56	0.110	20.280	1.300	0.600	1.044	945.21	30.600	0.689	0.367
2	32854.21	0.430	19.640	1.300	0.600	1.046	698.39	30.600	0.689	0.371
3	16852.86	0.260	19.980	1.300	0.600	1.045	1747.44	30.600	0.689	0.369
4	24631.11	0.380	19.740	1.300	0.600	1.046	103.84	30.600	0.689	0.370
5	147832.18	1.960	16.580	1.273	0.636	1.054	19314.30	30.600	0.689	0.392
6	175739.27	2.330	15.840	1.261	0.652	1.057	19047.04	30.600	0.689	0.398
7	5731.65	0.060	20.380	1.300	0.600	1.044	821.80	30.600	0.689	0.366
8	35345.16	0.370	19.760	1.300	0.600	1.046	821.80	57.000	0.560	0.370

No	荷重名称	荷重状態	N_c	N_q	N_r	Qu (kN)	Qa (kN)	V (kN)	判定
1	常時	常時	5.08	1.00	0.00	4141115.41	1380371.80	76405.13	OK
2	常時	常時	5.09	1.00	0.00	4029529.74	1343176.58	76405.13	OK
3	常時	常時	5.00	1.00	0.00	4018711.39	1339570.46	64818.70	OK
4	常時	常時	5.13	1.00	0.00	4080408.85	1360136.28	64818.70	OK
5	地震時	地震時	3.49	1.00	0.00	2301736.59	1150868.30	75424.58	OK

No	荷重名称	荷重状態	Nc	Nq	Nr	Qu (kN)	Qa (kN)	V (kN)	判定
6	地震時	地震時	3.51	1.00	0.00	2198862.85	1099431.43	75424.58	OK
7	施工時	地震時	5.10	1.00	0.00	4177026.89	2088513.45	95527.47	OK
8	施工時	地震時	5.10	1.00	0.00	4059400.69	2029700.35	95527.42	OK

出典：調査団

表 7.3.15 橋軸直角方向

(B = 18.200 (m)、 D = 20.500 (m))

No	MB (kN.m)	eB (m)	Be (m)	α	β	κ	HB (kN)	q (kN/m ²)	Sq	Sr
1	70636.14	0.870	16.460	1.241	0.679	1.055	25035.89	30.600	0.689	0.393
2	49751.14	0.710	16.780	1.246	0.673	1.054	22335.20	30.600	0.689	0.391
3	102048.58	1.280	15.640	1.229	0.695	1.058	48721.68	30.600	0.689	0.400
4	160840.41	1.570	15.060	1.220	0.706	1.060	12731.43	57.000	0.560	0.405

No	荷重名称	荷重状態	Nc	Nq	Nr	Qu (kN)	Qa (kN)	V (kN)	判定
1	常時	常時	3.12	1.00	0.00	2245794.18	748598.06	81190.96	OK
2	常時	常時	3.05	1.00	0.00	2242787.94	747595.98	70072.03	OK
3	地震時	地震時	2.50	0.00	0.00	1692282.52	846141.26	79725.45	OK
4	施工時	地震時	4.40	1.00	0.00	2864734.08	1432367.04	102446.12	OK

出典：調査団

(iii) 安定計算結果一覧表

最大地盤反力度に対する照査結果を表 7.3.16、表 7.3.17 に示す

表 7.3.16 安定計算結果（橋軸方向）

No	荷重状態	基礎中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	最大地盤反力度 (kN/m ²)	判定
		M(kN.m)	V(kN)				
1	常時	8404.56	76405.13	20.500	211.378 ≤	1000.000	OK
2	常時	32854.21	76405.13	20.500	230.557 ≤	1000.000	OK
3	常時	16852.86	64818.70	20.500	186.951 ≤	1000.000	OK
4	常時	24631.11	64818.70	20.500	193.052 ≤	1000.000	OK
5	地震時	147832.18	75424.58	20.500	318.125 ≤	1500.000	OK
6	地震時	175739.27	75424.58	20.500	340.017 ≤	1500.000	OK
7	地震時	5731.65	95527.47	20.500	260.533 ≤	1000.000	OK
8	地震時	35345.16	95527.42	20.500	283.764 ≤	1000.000	OK

出典：調査団

表 7.3.17 安定計算結果（橋軸直角方向）

No	荷重状態	基礎中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	最大地盤反力度 (kN/m ²)	判定
		M(kN.m)	V(kN)				
1	常時	70636.14	81190.96	18.200	280.026 ≤	1000.000	OK
2	常時	49751.14	70072.03	18.200	231.770 ≤	1000.000	OK
3	地震時	102048.58	79725.45	18.200	303.854 ≤	1500.000	OK
4	地震時	160840.41	102446.12	18.200	416.699 ≤	1000.000	OK

出典：調査団

鉛直支持力に対する照査結果を表 7.3.18、表 7.3.19 に示す

表 7.3.18 安定計算結果（橋軸方向）

No	荷重状態	基礎中心の作用力			作用鉛直力 (kN)	許容鉛直力 (kN)	判定
		M(kN.m)	V(kN)	H(kN)			
1	常時	8404.56	76405.13	945.21	76405.13	≦ 1380371.80	OK
2	常時	32854.21	76405.13	698.39	76405.13	≦ 1343176.58	OK
3	常時	16852.86	64818.70	1747.44	64818.70	≦ 1339570.46	OK
4	常時	24631.11	64818.70	103.84	64818.70	≦ 1360136.28	OK
5	地震時	147832.18	75424.58	19314.30	75424.58	≦ 1150868.30	OK
6	地震時	175739.27	75424.58	19047.04	75424.58	≦ 1099431.43	OK
7	地震時	5731.65	95527.47	821.80	95527.47	≦ 2088513.45	OK
8	地震時	35345.16	95527.42	821.80	95527.42	≦ 2029700.35	OK

出典：調査団

表 7.3.19 安定計算結果（橋軸直角方向）

No	荷重状態	基礎中心の作用力			作用鉛直力 (kN)	許容鉛直力 (kN)	判定
		M(kN.m)	V(kN)	H(kN)			
1	常時	70636.14	81190.96	25035.89	81190.96	≦ 748598.06	OK
2	常時	49751.14	70072.03	22335.20	70072.03	≦ 747595.98	OK
3	地震時	102048.58	79725.45	48721.68	79725.45	≦ 846141.26	OK
4	地震時	160840.41	102446.12	12731.43	102446.12	≦ 1432367.04	OK

出典：調査団

3) 中央堰柱（2号堰柱）+端部堰柱（3号堰柱） 安定計算

(a) 荷重集計

中央堰柱+端部堰柱の荷重集計を表 7.3.20 に示す。

表 7.3.20 中央堰柱+端部堰柱 荷重集計一覧表

		鉛直荷重 V (KN)	モーメント Mx (KN. m)	水平荷重 H (KN)	モーメント My (KN. m)	
A. 流水方向	Case1	常時+風荷重 1（上流→下流）	134012.22	1359818.74	-3338.01	-63817.43
	Case2	常時+風荷重 2（上流←下流）	134012.22	1359818.74	2213.63	60150.69
	Case3	洪水時+風荷重 1（上流→下流）	118583.36	1201268.20	-12228.13	-101212.04
	Case4	洪水時+風荷重 2（上流←下流）	118583.36	1201268.20	-8699.06	-18429.79
	Case5	地震時 1（上流→下流）	132738.33	1340337.04	-35777.52	-276733.00
	Case6	地震時 2（上流←下流）	132738.33	1340337.04	34575.13	272751.60
	Case7	施工時 1（上流→下流）	176417.23	1786023.62	-2793.48	-62266.67
	Case8	施工時 2（上流←下流）	176417.23	1786023.62	2793.48	62266.67
B. 流水直角 方向	Case1	常時+風荷重（陸側→川側）	138798.05	3961203.68	26484.86	160562.25
	Case2	洪水時+風荷重時（陸側→川側）	123836.69	3472429.98	23349.52	140322.65
	Case3	地震時（陸側→川側）	137039.20	3901386.67	68772.64	432018.80
	Case4	施工時（陸側→川側）	183335.88	5130922.85	13711.63	103572.42

出典：調査団

(b) 安定照査

堰本体の安定性を検討するにあたっては、本体部（躯体）のそれぞれの合成した荷重より安定検討を行った。安定計算結果を表 7.3.21、表 7.3.22 に示す。

表 7.3.21 中央堰柱+端部堰柱（流水方向） 安定計算結果

			Case1	Case2	Case3	Case4
転倒	合力の作用点	$d = \frac{(\sum w \cdot X - \sum H \cdot Y)}{\sum w}$	10.62	9.70	10.98	10.29
	偏心距離	$e = B/2 - d$ (m)	0.37	0.55	0.73	0.04
	許容値	ea (m)	3.42	3.42	3.42	3.42
	判定		OK	OK	OK	OK
滑動	摩擦係数	μ	0.7	0.7	0.7	0.7
	地盤の粘着力	C (kN/m ²)	13	13	13	13
	安全率	$F = \frac{\sum V \cdot \mu + c \cdot B}{\sum H}$	28.1	42.4	6.8	9.5
	許容安全率	Fs	1.5	1.5	1.5	1.5
	判定		OK	OK	OK	OK
			Case5	Case6	Case7	Case8
転倒	合力の作用点	$d = \frac{(\sum w \cdot X - \sum H \cdot Y)}{\sum w}$	12.18	8.04	10.48	9.77
	偏心距離	$e = B/2 - d$ (m)	1.93	2.21	0.23	0.48
	許容値	ea (m)	6.83	6.83	3.42	3.42
	判定		OK	OK	OK	OK
滑動	摩擦係数	μ	0.7	0.7	0.7	0.7
	地盤の粘着力	C (kN/m ²)	13	13	13	13
	安全率	$F = \frac{\sum V \cdot \mu + c \cdot B}{\sum H}$	2.6	2.7	44.2	44.2
	許容安全率	Fs	1.2	1.2	1.5	1.5
	判定		OK	OK	OK	OK

出典：調査団

表 7.3.22 端部堰柱（流水直角方向） 安定計算結果

			Case1	Case2	Case3	Case4
転倒	合力の作用点	$d = \frac{(\sum w \cdot X - \sum H \cdot Y)}{\sum w}$	27.38	26.91	25.32	27.42
	偏心距離	$e = B/2 - d$ (m)	3.73	3.26	1.67	3.77
	許容値	ea (m)	7.88	7.88	15.77	7.88
	判定		OK	OK	OK	OK
滑動	摩擦係数	μ	0.7	0.7	0.7	0.7
	地盤の粘着力	C (kN/m ²)	13	13	0	13
	安全率	$F = \frac{\sum V \cdot \mu + c \cdot B}{\sum H}$	3.7	3.7	1.4	9.4
	許容安全率	Fs	1.5	1.5	1.2	1.5
	判定		OK	OK	OK	OK

出典：調査団

(c) 支持力の計算

(i) 計算手法

計算手法は P.7-87 に示す。

(ii) 支持力照査

地盤の許容支持力は以下のとおり算定する。

表 7.3.23 橋軸方向

(B = 20.500 (m)、 D = 47.300 (m))

No	MB (kN.m)	eB (m)	Be (m)	α	β	κ	HB (kN)	q (kN/m ²)	Sq	Sr
1	49584.52	0.370	19.760	1.125	0.833	1.046	3338.01	30.600	0.689	0.370
2	73706.72	0.550	19.400	1.123	0.836	1.046	2213.63	30.600	0.689	0.372
3	86565.85	0.730	19.040	1.121	0.839	1.047	12228.13	30.600	0.689	0.374
4	4743.33	0.040	20.420	1.130	0.827	1.044	8699.06	30.600	0.689	0.366
5	256184.98	1.930	16.640	1.106	0.859	1.054	35777.52	30.600	0.689	0.392
6	293351.71	2.210	16.080	1.102	0.864	1.056	34575.13	30.600	0.689	0.396
7	40575.96	0.230	20.040	1.127	0.831	1.045	2793.48	30.600	0.689	0.368
8	84680.27	0.480	19.540	1.124	0.835	1.046	2793.48	57.000	0.560	0.371

No	荷重 状態	Nc	Nq	Nr	Qu (kN)	Qa (kN)	V (kN)	判定
1	常時	5.01	1.00	0.00	8968705.13	2989568.38	134012.22	OK
2	常時	5.05	1.00	0.00	8874846.45	2958282.15	134012.22	OK
3	常時	4.54	1.00	0.00	7813340.96	2604446.99	118583.36	OK
4	常時	4.73	1.00	0.00	8765670.68	2921890.23	118583.36	OK
5	地震時	3.39	1.00	0.00	5072418.39	2536209.19	132738.33	OK
6	地震時	3.46	1.00	0.00	4986665.05	2493332.52	132738.33	OK
7	地震時	5.06	1.00	0.00	9194345.39	4597172.70	176417.23	OK
8	地震時	5.06	1.00	0.00	8960083.25	4480041.62	176417.23	OK

出典：調査団

表 7.3.24 橋軸直角方向

(B = 47.300 (m)、 D = 20.500 (m))

No	MB (kN.m)	eB (m)	Be (m)	α	β	κ	HB (kN)	q (kN/m ²)	Sq	Sr
1	517716.73	3.730	39.840	1.300	0.600	1.023	26484.86	30.600	0.689	0.293
2	403707.61	3.260	40.780	1.300	0.600	1.022	23349.52	30.600	0.689	0.291
3	228855.46	1.670	43.960	1.300	0.600	1.020	68772.64	30.600	0.689	0.283
4	691176.27	3.770	39.760	1.300	0.600	1.023	13711.63	57.000	0.560	0.293

No	荷重 状態	Nc	Nq	Nr	Qu (kN)	Qa (kN)	V (kN)	判定
1	常時	3.95	1.00	0.00	6978937.49	2326312.50	138798.05	OK
2	常時	3.96	1.00	0.00	7168442.44	2389480.81	123836.69	OK
3	地震時	2.50	0.00	0.00	4855469.19	2427734.60	137039.20	OK
4	地震時	4.72	1.00	0.00	8329810.74	4164905.37	183335.88	OK

出典：調査団

(iii) 安定計算結果一覧表

最大地盤反力度に対する照査結果を表 7.3.25、表 7.3.26 に示す

表 7.3.25 安定計算結果（橋軸方向）

No	荷重 状態	基礎中心の作用力		反力 作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	最大地盤反力度 (kN/m ²)	判定
		M(kN.m)	V(kN)				
1	常時	49584.52	134012.22	20.500	153.174	≤ 1000.000	OK
2	常時	73706.72	134012.22	20.500	160.455	≤ 1000.000	OK
3	常時	86565.85	118583.36	20.500	148.424	≤ 1000.000	OK
4	常時	4743.33	118583.36	20.500	123.727	≤ 1000.000	OK
5	地震時	256184.98	132738.33	20.500	214.221	≤ 1500.000	OK
6	地震時	293351.71	132738.33	20.500	225.439	≤ 1500.000	OK
7	地震時	40575.96	176417.23	20.500	194.187	≤ 1000.000	OK
8	地震時	84680.27	176417.23	20.500	207.499	≤ 1000.000	OK

出典：調査団

表 7.3.26 安定計算結果（橋軸直角方向）

No	荷重状態	基礎中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	最大地盤反力度 (kN/m ²)	判定
		M(kN.m)	V(kN)				
1	常時	517716.73	138798.05	47.300	210.870	≦ 1000.000	OK
2	常時	403707.61	123836.69	47.300	180.526	≦ 1000.000	OK
3	地震時	228855.46	137039.20	47.300	171.267	≦ 1500.000	OK
4	地震時	691176.27	183335.88	47.300	279.494	≦ 1000.000	OK

鉛直支持力に対する照査結果を表 7.3.27、表 7.3.28 に示す

表 7.3.27 安定計算結果（橋軸方向）

No	荷重状態	基礎中心の作用力			作用鉛直力 (kN)	許容鉛直力 (kN)	判定
		M(kN.m)	V(kN)	H(kN)			
1	常時	49584.52	134012.22	3338.01	134012.22	≦ 2989568.38	OK
2	常時	73706.72	134012.22	2213.63	134012.22	≦ 2958282.15	OK
3	常時	86565.85	118583.36	12228.13	118583.36	≦ 2604446.99	OK
4	常時	4743.33	118583.36	8699.06	118583.36	≦ 2921890.23	OK
5	地震時	256184.98	132738.33	35777.52	132738.33	≦ 2536209.19	OK
6	地震時	293351.71	132738.33	34575.13	132738.33	≦ 2493332.52	OK
7	地震時	40575.96	176417.23	2793.48	176417.23	≦ 4597172.70	OK
8	地震時	84680.27	176417.23	2793.48	176417.23	≦ 4480041.62	OK

出典：調査団

表 7.3.28 安定計算結果（橋軸直角方向）

No	荷重状態	基礎中心の作用力			作用鉛直力 (kN)	許容鉛直力 (kN)	判定
		M(kN.m)	V(kN)	H(kN)			
1	常時	517716.73	138798.05	26484.86	138798.05	≦ 2326312.50	OK
2	常時	403707.61	123836.69	23349.52	123836.69	≦ 2389480.81	OK
3	地震時	228855.46	137039.20	68772.64	137039.20	≦ 2427734.60	OK
4	地震時	691176.27	183335.88	13711.63	183335.88	≦ 4164905.37	OK

出典：調査団

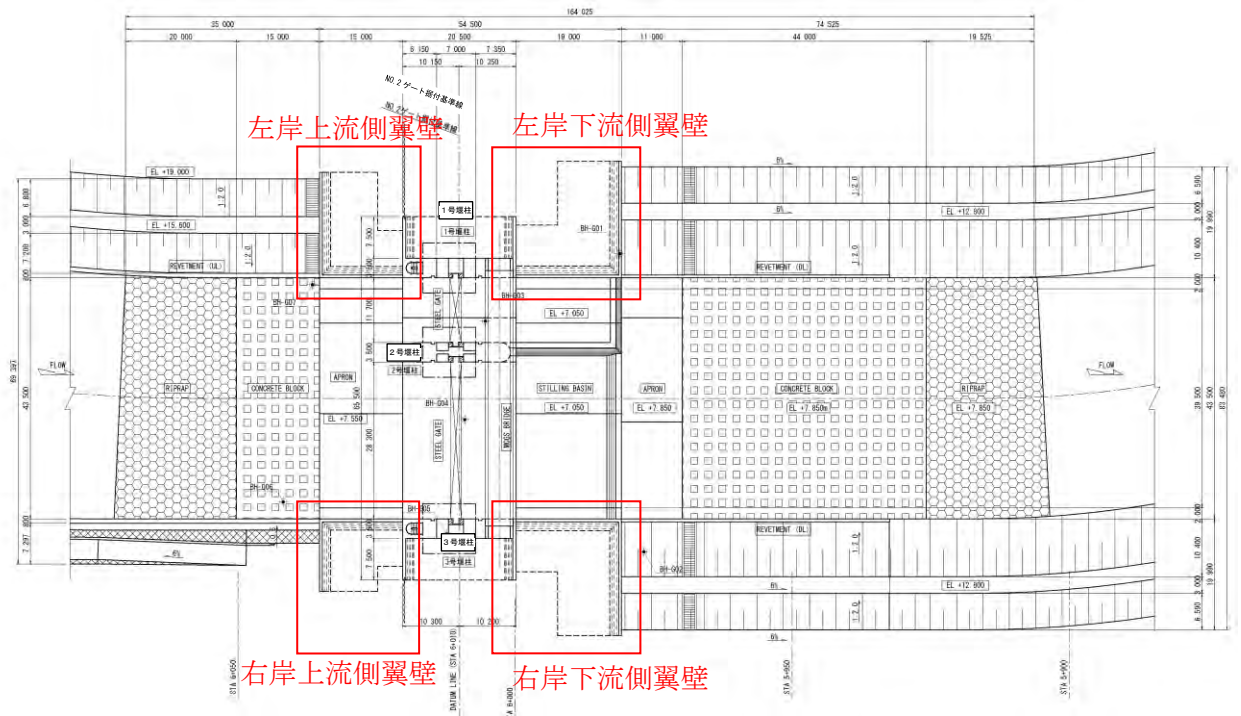
4) 翼壁部の設計方針

各翼壁の位置を図 7.3.12 の赤枠に示す。断面図を図 7.3.13 に示す。翼壁横断方向を逆 T 擁壁部、流水方向ウイング部を L 型擁壁部として検討を行う。

逆 T 擁壁部については、水叩きに接続するため安定検討時の滑動照査は省略する。

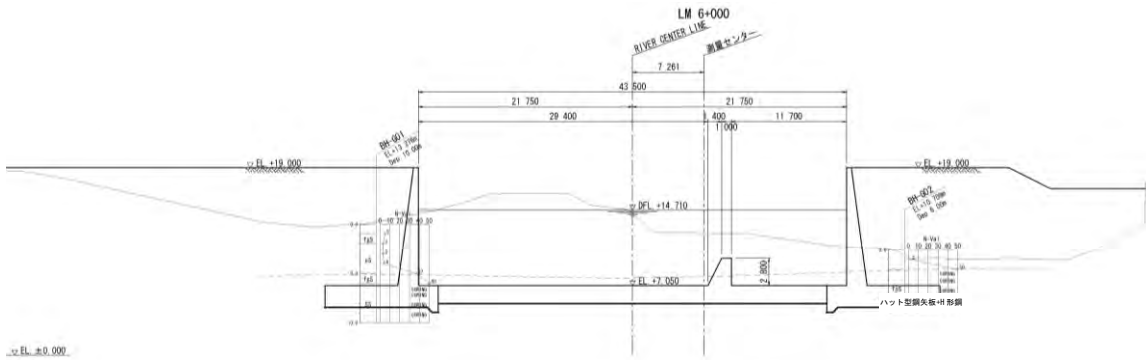
L 型擁壁部は擁壁前面が河道となっており護岸を設置するため、安定検討時に前面の受働土圧を考慮する。

平面図



出典：調査団

図 7.3.12 翼壁位置 平面図



出典：調査団

図 7.3.13 下流 断面図

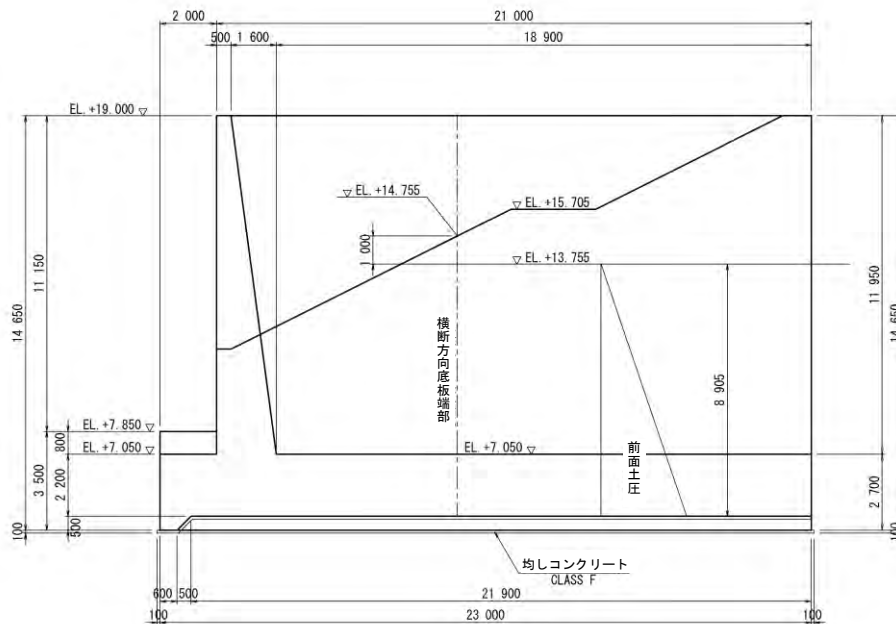
(a) 荷重ケース

各施設において「常時」「地震時」「施工時」の3ケースとし、荷重ケースは表 7.3.29 とする。

表 7.3.29 荷重ケース

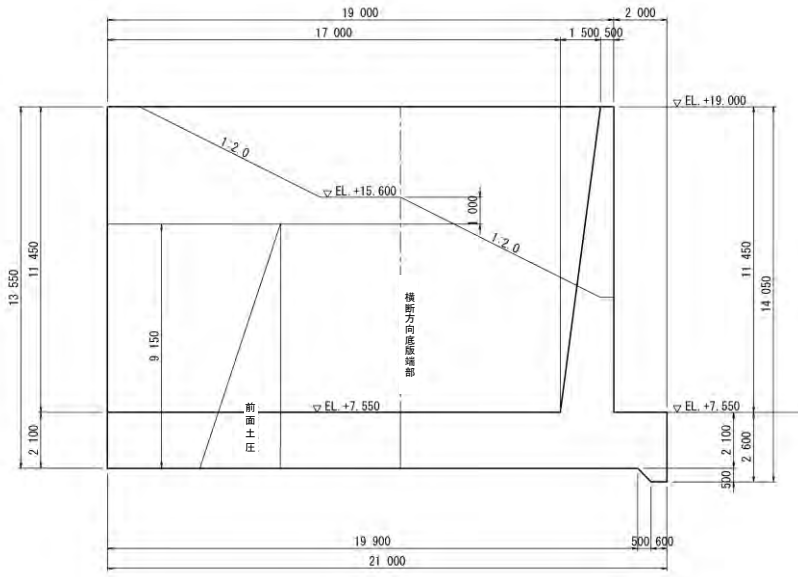
位置		検討ケース	躯体自重	翼壁上土重	翼壁上水重	載荷荷重	載荷荷重 (発電機棟)	水圧(前面)	水圧(背面)	土圧	受働土圧	揚圧力	地震時慣性力
下流側翼壁	L型擁壁	常時(水位1)	○	○	○	○		○	○	○	○		
		地震時(水位2)	○	○	○	○		○	○	○	○	○	○
		施工時	○	○	○	○		○	○	○	○		
	逆T擁壁	常時(水位1)	○	○	○	○		○	○		○		
		地震時(水位2)	○	○	○	○		○	○		○	○	○
		施工時	○	○	○	○		○	○		○		
上流側翼壁 (右岸)	L型擁壁	常時(水位1)	○	○	○	○		○	○	○	○		
		地震時(水位2)	○	○	○	○		○	○	○	○	○	○
		施工時	○	○	○	○		○	○	○	○		
	逆T擁壁	常時(水位1)	○	○	○	○		○	○		○		
		地震時(水位2)	○	○	○	○		○	○		○	○	○
		施工時	○	○	○	○		○	○		○		
上流側翼壁 (左岸)	L型擁壁	常時(水位1)	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
		地震時(水位2)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		施工時	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
	逆T擁壁	常時(水位1)	○	○	○	○	○	○	○		○		
		地震時(水位2)	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○
		施工時	○	○	○	○	○	○	○		○		

L型部の検討は、図 7.3.14 においては横断方向（逆 T 型）底版端部より右側で、図 7.3.15 においては横断方向（逆 T 型）底版端部より左側で検討を行う。受働土圧は底版端部ラインより左側で最低高となる 14.755m（下流側）、15.600m（上流側）を地盤高とし、「道路土工擁壁工指針 H24 P114」より仮想地盤面を 1.0m 設定する。受働土圧は最も厳しくなる地震時の滑動検討にのみ考慮し、算出した受働土圧に 0.5 を乗じた値を前面地盤の抵抗力とする。



出典：調査団

図 7.3.14 受働土圧高の設定（下流 L 型擁壁）



出典：調査団

図 7.3.15 受動土圧高の設定（上流 L 型擁壁）

(b) 設計水位

表 7.3.30 に設計水位の一覧表を示す。

表 7.3.30 設計水位一覧表

項目	諸元
下流L型擁壁	前面水位：5.950m（全ケース）
下流逆T擁壁	背面水位：10.350m（全ケース）
上流L型擁壁	前面水位：5.350m（常時、施工時） 5.350m（地震時）
上流逆T擁壁	背面水位：11.220m（常時、施工時） 9.750m（地震時）

5) 翼壁 安定計算

(a) 安定照査

以下に安定計算結果を示す。なお詳細計算書は別冊の構造計算書に示す。

(i) 転倒

$$e_B = \frac{M_B}{V}$$

ここに、

e_B ：荷重の偏心量(m)

M_B ：基礎底面に作用するモーメント(kN・m)

V ：基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

$$e_a = B/n$$

ここに、

e_a ：荷重の許容偏心量(m)

B ：基礎幅(m)， $B = 10.500$

n ：安全率

表 7.3.31 転倒 安定計算結果

位置	荷重状態 (水位)	M _B (kN.m)	V (kN)	e _B (m)	e _a (m)	判定
下流逆 T 擁壁	常時 (水位 1)	1262.162	2087.091	0.605	≦ 1.750	OK
	地震時 (水位 2)	6519.564	2058.695	3.167	≦ 3.500	OK
	施工時	-761.920	2865.654	0.266	≦ 1.750	OK
下流 L 型擁壁	常時 (水位 1)	3074.007	2692.121	1.142	≦ 1.917	OK
	地震時 (水位 2)	9501.566	2663.725	3.567	≦ 3.833	OK
	施工時	1210.363	3599.604	0.336	≦ 1.917	OK
上流逆 T 擁壁 (右岸)	常時 (水位 1)	1776.143	1922.838	0.924	≦ 1.750	OK
	地震時 (水位 2)	5699.781	1979.473	2.879	≦ 3.500	OK
	施工時	-869.491	2729.240	0.319	≦ 1.750	OK
上流 L 型擁壁 (右岸)	常時 (水位 1)	3549.687	2312.478	1.535	≦ 1.750	OK
	地震時 (水位 2)	8162.732	2366.173	3.450	≦ 3.500	OK
	施工時	1122.808	3164.340	0.355	≦ 1.750	OK
上流逆 T 擁壁 (左岸)	常時 (水位 1)	2167.855	1983.237	1.093	≦ 1.750	OK
	地震時 (水位 2)	6174.314	2002.924	3.083	≦ 3.500	OK
	施工時	-477.568	2789.640	0.171	≦ 1.750	OK
上流 L 型擁壁 (左岸)	常時 (水位 1)	3943.274	2470.815	1.596	≦ 1.833	OK
	地震時 (水位 2)	8349.146	2466.978	3.384	≦ 3.667	OK
	施工時	1447.701	3358.715	0.431	≦ 1.833	OK

出典：調査団

(ii) 滑動

$$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B$$

ここに、

H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(kN)

c_B : 基礎底面と地盤との間の付着力(kN/m²), c_B = 0.000

tanφ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦係数, tanφ_B = 0.700

A_e : 有効載荷面積(m²), A_e = L · B_e

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

L : 基礎の奥行き(m), L = 1.000

B_e : 基礎の有効載荷幅(m), B_e = B - 2e_B

B : 基礎幅(m), B = 10.500

e_B : 荷重の偏心量(m)

表 7.3.32 偏心量 荷重条件 (逆 T 擁壁)

位置	荷重状態 (水位)	偏心量 e _B = M/V (m)	有効 載荷面積 A _e (m ²)	有効 載荷幅 B _e (m)	鉛直荷重 V (kN)
下流逆 T 擁壁	常時 (水位 1)	0.605	9.290	9.290	2087.091
	地震時 (水位 2)	3.167	4.166	4.166	2058.695
	施工時	-0.266	9.968	9.968	2865.654
上流逆 T 擁壁 (右岸)	常時 (水位 1)	0.924	8.652	8.652	1922.838
	地震時 (水位 2)	2.879	4.742	4.742	1979.473
	施工時	-0.319	9.862	9.862	2729.240
上流逆 T 擁壁 (左岸)	常時 (水位 1)	1.093	8.314	8.314	1983.237
	地震時 (水位 2)	3.083	4.334	4.334	2002.924
	施工時	-0.171	10.158	10.158	2789.640

出典：調査団

表 7.3.33 偏心率 荷重条件 (L型擁壁)

位置	荷重状態 (水位)	偏心率 $e_B = M/V$ (m)	有効 載荷面積 A' (m^2)	有効 載荷幅 B' (m)	鉛直荷重 V (kN)	受働土圧 P_p (kN)	有効率 α
下流 L 型擁壁	常時 (水位 1)	1.142	9.216	9.216	2692.121	0.000	0.000
	地震時 (水位 2)	3.567	4.366	4.366	2663.725	2059.423	0.500
	施工時	0.336	10.828	10.828	3599.604	0.000	0.000
上流逆 L 擁壁 (右岸)	常時 (水位 1)	1.535	7.430	8.652	2312.478	0.000	0.000
	地震時 (水位 2)	3.450	3.600	4.742	2366.173	2307.064	0.500
	施工時	0.355	9.790	9.790	3164.340	0.000	0.000
上流逆 L 擁壁 (左岸)	常時 (水位 1)	1.596	7.808	7.808	2470.815	0.000	0.000
	地震時 (水位 2)	3.384	4.232	4.232	2466.978	2307.063	0.500
	施工時	0.431	10.138	10.138	3358.715	0.000	0.000

出典：調査団

$$f_s = H_u / H_b$$

ここに、

f_s : 滑動に対する安全率

H_b : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)

表 7.3.34 滑動 安定計算結果

位置	荷重状態 (水位)	せん断 抵抗力 H_u (kN)	作用 水平力 H_b (kN)	安全率 f_s	必要 安全率 f_{sa}	判定
下流逆 T 擁壁	常時 (水位 1)	1460.964	756.068	1.932	≥ 1.500	OK
	地震時 (水位 2)	1441.087	1641.053	0.878	< 1.200	NG
	施工時	2005.958	525.943	3.814	≥ 1.500	OK
下流 L 型擁壁	常時 (水位 1)	1884.485	756.068	2.492	≥ 1.500	OK
	地震時 (水位 2)	2894.319	1792.734	1.614	≥ 1.200	OK
	施工時	2519.722	525.943	4.791	≥ 1.500	OK
上流逆 T 擁壁 (右岸)	常時 (水位 1)	1345.987	817.814	1.646	≥ 1.500	OK
	地震時 (水位 2)	1385.631	1532.255	0.904	< 1.200	NG
	施工時	1910.468	483.764	3.949	≥ 1.500	OK
上流 L 型擁壁 (右岸)	常時 (水位 1)	1618.735	817.814	1.979	≥ 1.500	OK
	地震時 (水位 2)	2809.853	1622.335	1.732	≥ 1.200	OK
	施工時	2215.038	483.764	4.579	≥ 1.500	OK
上流逆 T 擁壁 (左岸)	常時 (水位 1)	1388.266	922.430	1.505	≥ 1.500	OK
	地震時 (水位 2)	1402.047	1619.773	0.866	< 1.200	NG
	施工時	1952.748	588.381	3.319	≥ 1.500	OK
上流 L 型擁壁 (左岸)	常時 (水位 1)	1729.571	922.430	1.875	≥ 1.500	OK
	地震時 (水位 2)	2880.416	1649.895	1.746	≥ 1.200	OK
	施工時	2351.101	588.381	3.996	≥ 1.500	OK

※ 地震時活動照査が NG となるが、前面水叩きに接続するため考慮しない。

出典：調査団

(iii) 支持力の計算

A. 地盤反力

1) 荷重の作用位置が底面の核内にある場合 (台形分布)

$$q_{min}, q_{max} = \frac{V}{LB} \pm \frac{6M_B}{LB^2}$$

2)荷重の作用位置が底面の核外にある場合（三角形分布）

$$q_{max} = 2 \frac{V}{L \cdot x}$$

ここに、

- V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)
- M_B : 基礎底面中心に作用するモーメント (kN・m)
- e_B : 荷重の偏心量 (m)
- x : 底面反力の作用幅 (m), $x = 3 (B/2 - e_B)$
 xがBより小さいときには、三角形分布になり、
 xがBより大きい時には、台形分布となる。
- q_{max} : 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m²)
- q_{min} : 基礎底面における最小地盤反力度 (kN)
- B : 基礎幅 (m), B = 10.500
- L : 基礎の奥行き (m), L = 1.000

表 7.3.35 地盤反力の計算

位置	ケース	地盤反力の作用幅(m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
				qmin	qmax	許容値	
下流逆 T 擁壁	常時(水位 1)	10.500	台形	130.081	267.460	≤ 1000.000	OK
	地震時(水位 2)	6.249	三角形	0.000	658.888	≤ 1500.000	OK
	施工時	10.500	台形	231.454	314.384	≤ 1000.000	OK
下流 L 型擁壁	常時(水位 1)	11.500	台形	94.634	373.561	≤ 1000.000	OK
	地震時(水位 2)	6.549	三角形	0.000	813.475	≤ 1500.000	OK
	施工時	11.500	台形	258.096	367.921	≤ 1000.000	OK
上流逆 T 擁壁 (右岸)	常時(水位 1)	10.500	台形	86.467	279.788	≤ 1000.000	OK
	地震時(水位 2)	7.113	三角形	0.000	556.579	≤ 1500.000	OK
	施工時	10.500	台形	212.608	307.247	≤ 1000.000	OK
上流 L 型擁壁 (右岸)	常時(水位 1)	10.500	台形	27.056	413.416	≤ 1000.000	OK
	地震時(水位 2)	5.400	三角形	0.000	876.360	≤ 1500.000	OK
	施工時	10.500	台形	240.260	362.471	≤ 1000.000	OK
上流逆 T 擁壁 (左岸)	常時(水位 1)	10.500	台形	70.901	306.858	≤ 1000.000	OK
	地震時(水位 2)	6.501	三角形	0.000	616.189	≤ 1500.000	OK
	施工時	10.500	台形	239.690	291.670	≤ 1000.000	OK
上流 L 型擁壁 (左岸)	常時(水位 1)	11.000	台形	29.085	420.154	≤ 1000.000	OK
	地震時(水位 2)	6.348	三角形	0.000	777.246	≤ 1500.000	OK
	施工時	11.000	台形	233.551	377.125	≤ 1000.000	OK

出典：調査団

B. 支持力の照査

地盤の許容支持力は以下のとおりである。許容支持力の算定方法は P7-87 に示す方法と同じとする。

表 7.3.36 許容支持力

位置	MB (N.m/m)	eB (m)	Be (m)	α	β	κ	HB (kN/m)	q (kN/m ²)	Sq	Sr
下流逆 T 擁壁	1262.16	0.605	9.291	1.000	1.000	1.071	756.06	22.440	0.764	0.476
	6519.56	3.167	4.166	1.000	1.000	1.158	1641.05	22.440	0.764	0.621
	761.92	0.266	9.968	1.000	1.000	1.066	525.94	41.800	0.621	0.465
下流 L 型擁壁	3074.00	1.142	9.216	1.000	1.000	1.072	756.06	22.440	0.764	0.477
	9501.56	3.567	4.366	1.000	1.000	1.151	1792.73	22.440	0.764	0.612
	1210.36	0.336	10.828	1.000	1.000	1.061	525.94	41.800	0.621	0.452
上流逆 T 擁壁 (右岸)	1776.14	0.924	8.653	1.000	1.000	1.073	817.81	21.420	0.776	0.487
	5699.78	2.879	4.741	1.000	1.000	1.133	1532.26	21.420	0.776	0.595
	869.49	0.319	9.863	1.000	1.000	1.064	483.76	39.900	0.630	0.466
上流 L 型擁壁 (右岸)	3549.69	1.535	7.430	1.000	1.000	1.085	817.81	21.420	0.776	0.512
	8162.73	3.450	3.600	1.000	1.000	1.175	1622.34	21.420	0.776	0.652
	1122.81	0.355	9.790	1.000	1.000	1.064	483.76	39.900	0.630	0.467
上流逆 T 擁壁 (左岸)	2167.855	1.093	8.314	1.000	1.000	1.076	922.430	21.420	0.776	0.494
	6174.314	3.083	4.334	1.000	1.000	1.145	1619.773	21.420	0.776	0.613
	477.568	0.171	10.158	1.000	1.000	1.062	588.381	39.900	0.630	0.462
上流 L 型擁壁 (左岸)	9646.211	1.596	7.808	1.000	1.000	1.081	922.430	21.420	0.776	0.504
	5219.235	3.667	4.232	1.000	1.000	1.149	1649.895	21.420	0.776	0.618
	17025.232	1.833	10.138	1.000	1.000	1.062	588.381	39.900	0.630	0.462

位置	荷重 状態	Nc	Nq	Nr	Qu (kN/m)	Qa (kN/m)	V (kN/m)	判定
下流逆 T 擁壁	常時	2.75	1.00	0.00	44616.13	14872.04	2087.09	OK
	地震時	2.50	0.00	0.00	19601.50	9800.75	2058.69	OK
	地震時	4.00	1.00	0.00	69296.21	34648.10	2865.65	OK
下流 L 型擁壁	常時	3.31	1.00	0.00	53321.83	17773.94	2692.12	OK
	地震時	2.50	0.00	0.00	20412.33	10206.17	2663.72	OK
	地震時	4.25	1.00	0.00	79690.25	39845.13	3599.60	OK
上流逆 T 擁壁 (右岸)	常時	2.50	0.00	0.00	37700.21	12566.74	1922.84	OK
	地震時	2.50	0.00	0.00	21814.15	10907.08	1979.47	OK
	地震時	4.04	1.00	0.00	69147.54	34573.77	2729.24	OK
上流 L 型擁壁 (右岸)	常時	2.81	1.00	0.00	36898.73	12299.58	2312.48	OK
	地震時	2.50	0.00	0.00	17181.59	8590.80	2366.17	OK
	地震時	4.21	1.00	0.00	71501.93	35750.97	3164.34	OK
上流逆 T 擁壁 (左岸)	常時	2.75	0.00	0.00	40092.52	13364.17	1983.237	OK
	地震時	3.00	0.00	0.00	24184.61	12092.30	2002.924	OK
	地震時	3.80	1.00	0.00	66846.29	33423.15	2789.640	OK
上流 L 型擁壁 (左岸)	常時	2.60	1.00	0.00	35768.82	11922.94	2470.815	OK
	地震時	2.90	0.00	0.00	22898.08	11449.04	2466.978	OK
	地震時	4.00	1.00	0.00	70219.81	35109.91	3358.715	OK

出典：調査団

C. 安定計算結果一覧表

最大地盤反力度に対する照査結果、鉛直支持率に対する照査結果を表 7.3.37、表 7.3.38 に示す。

表 7.3.37 最大地盤反力度に対する照査

位置	荷重 状態	基礎中心の作用力		反力 作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	最大地盤反力度 (kN/m ²)	判定
		M(kN.m/m)	V(kN/m)				
下流逆 T 擁壁	常時	1262.16	2087.09	10.500	267.459	≤ 2376.990	○
	地震時	6519.56	2058.69	6.249	658.838	≤ 1157.790	○
	地震時	761.92	2865.65	10.500	314.384	≤ 4267.100	○
下流 L 型擁壁	常時	3074.00	2692.12	11.500	373.561	≤ 2692.950	○
	地震時	9501.56	2663.72	6.549	813.484	≤ 1417.930	○
	地震時	1210.36	3599.60	11.500	367.921	≤ 4500.000	○

位置	荷重状態	基礎中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	最大地盤反力度 (kN/m ²)	判定
		M(kN.m/m)	V(kN/m)				
上流逆 T 擁壁 (右岸)	常時	1776.14	1922.84	10.500	279.788	≦ 2005.450	○
	地震時	5699.78	1979.47	7.112	556.683	≦ 1208.270	○
	地震時	869.49	2729.24	10.500	307.247	≦ 4500.000	○
上流 L 型擁壁 (右岸)	常時	3549.69	2312.48	10.500	413.417	≦ 2436.100	○
	地震時	8162.73	2366.17	5.401	876.245	≦ 1607.890	○
	地震時	1122.81	3164.34	10.500	362.471	≦ 4500.000	○
上流逆 T 擁壁 (左岸)	常時	2167.855	1983.237	10.500	306.858	≦ 2005.450	○
	地震時	6174.314	2002.924	6.501	616.189	≦ 1208.270	○
	地震時	477.568	2789.640	10.500	291.670	≦ 4500.000	○
上流 L 型擁壁 (左岸)	常時	9646.211	2470.815	11.000	420.154	≦ 2436.100	○
	地震時	5219.235	2466.978	6.348	777.246	≦ 1607.890	○
	地震時	17025.232	3358.715	11.000	377.125	≦ 4500.000	○

出典：調査団

表 7.3.38 鉛直支持率に対する照査

位置	荷重状態	基礎中心の作用力			作用鉛直力 (kN/m)	許容鉛直力 (kN/m)	判定
		M(kN.m/m)	V(kN/m)	H(kN/m)			
下流逆 T 擁壁	常時	1262.16	2087.09	756.06	2087.09	≦ 14872.04	○
	地震時	6519.56	2058.69	1641.05	2058.69	≦ 9800.75	○
	地震時	761.92	2865.65	525.94	2865.65	≦ 34648.10	○
下流 L 型擁壁	常時	3074.00	2692.12	756.06	2692.12	≦ 17773.94	○
	地震時	9501.56	2663.72	1792.73	2663.72	≦ 10206.17	○
	地震時	1210.36	3599.60	525.94	3599.60	≦ 39845.13	○
上流逆 T 擁壁 (右岸)	常時	1776.14	1922.84	817.81	1922.84	≦ 12566.74	○
	地震時	5699.78	1979.47	1532.26	1979.47	≦ 10907.08	○
	地震時	869.49	2729.24	483.76	2729.24	≦ 34573.77	○
上流 L 型擁壁 (右岸)	常時	3549.69	2312.48	817.81	2312.48	≦ 12299.58	○
	地震時	8162.73	2366.17	1622.34	2366.17	≦ 8590.80	○
	地震時	1122.81	3164.34	483.76	3164.34	≦ 35750.97	○
上流逆 T 擁壁 (左岸)	常時	2167.855	1983.237	922.430	1983.237	≦ 13364.17	○
	地震時	6174.314	2002.924	1619.773	2002.924	≦ 12092.30	○
	地震時	477.568	2789.640	588.381	2789.640	≦ 33423.15	○
上流 L 型擁壁 (左岸)	常時	9646.211	2470.815	922.430	2470.815	≦ 11922.94	○
	地震時	5219.235	2466.978	1649.895	2466.978	≦ 11449.04	○
	地震時	17025.232	3358.715	588.381	3358.715	≦ 35109.91	○

出典：調査団

(2) 構造計算

1) 構造設計条件

主な構造設計条件を、表 7.3.39 に示す。詳細については別途示す。

表 7.3.39 MCGS 構造設計条件一覧

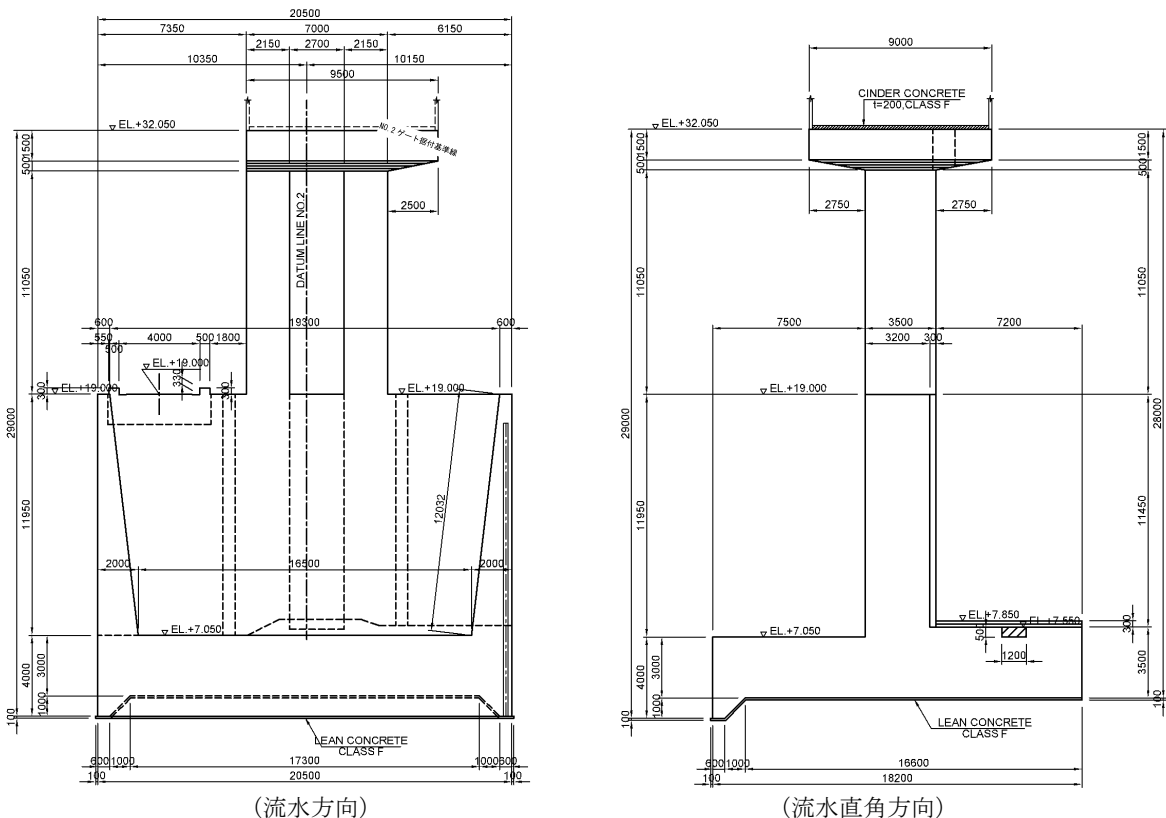
項目	条件一覧		設定理由
準拠基準	<ul style="list-style-type: none"> ・ DGCS 2015 ・ 改定 解説・河川管理施設等構造令 ・ 建設省 河川砂防技術基準（案）設計編 [I] ・ 堰の設計 ・ 柔構造樋門設計の手引き ・ 道路橋示方書IV下部構造編 		堰の基本的な形状は左記基準に準ずる。
材料の規格	コンクリート	クラスA	フィリピン国内の材料を使用する
	鉄筋	Grade 420	PNS：フィリピン国家規格
物理定数	ヤング係数	200,000 MPa	フィリピン国内の材料特性を適用
	ヤング係数比	n=9	〃

項目	条件一覧		設定理由
許容応力度	線膨張係数	10.8×10 ⁻⁶	//
	コンクリート	fc=8.28 N/mm ² ra=0.36 N/mm ²	//
	鉄筋	σc=168N/mm ²	//
	割増係数	風荷重25% 温度変化25% 地震時33% 施工時50%	フィリピン国内の設定方法に準ずる 風荷重+温度変化の場合は40%割増
最小部材厚	最小値	0.35m	標準
	割増時のラウンド値	0.05m	
最小鉄筋量	函体横方向他	Aの0.2%以上	A：コンクリートの有効断面積
	函体縦方向	Aの0.3%以上	//
配筋仕様	主筋を外、配力筋を内の基本思想で部位ごとに設定		一般的な仕様。なお、門柱などの柱部材は、配力筋を耐震性の拘束筋とするため、左記とは逆の配筋とした

出典：調査団

2) 端部堰柱

端部堰柱（1号堰柱）の構造寸法を図 7.3.16 に示す。



出典：調査団

図 7.3.16 端部堰柱構造寸法

(a) 設計方針

堰柱：底版に固定された片持ち梁として検討を行う。

底版：堰柱に固定された片持ち梁として検討を行う。

門柱：門柱下端部を堰柱に固定された片持ち梁として検討を行う。

操作台：門柱に固定された片持ち梁として検討を行う。

(b) 荷重集計（底版・堰柱）

検討ケースは「常時」「洪水時」「地震時」の3ケースとする。堰柱は水流方向に対して十分な長さを有しているため、水流方向の照査は省略し、水流直角方向に対して照査を行う。

端部堰柱、底版の荷重集計を表 7.3.40 に示す。

表 7.3.40 端部堰柱、底版 荷重集計一覧表

方向	検討ケース	鉛直荷重 V(KN)	水平荷重 H(KN)	e (m)	モーメント My(KN.m)
流水直角方向	常時	77231.41	-15953.52	0.675	52131.20
	洪水時	62599.73	-4299.67	1.195	74806.68
	地震時	76014.56	-28876.61	-0.697	-52982.15

出典：調査団

表 7.3.41 地盤反力

方向	検討ケース	X=L (m)	2号堰柱側 (kN/m ²)	1号背面側 (kN/m ²)
流水直角方向	常時	18.200	3299.192	5187.776
	洪水時	18.200	2084.516	4794.575
	地震時	18.200	5136.330	3216.919

出典：調査団

(c) 計算結果

検討ケースのうち、最も厳しい状況となった底版および堰柱の応力計算結果を示す。なお断面力図は別冊の構造計算書に示す。

表 7.3.42 底版の応力計算

部材名	項 目		単位	厚T=3.00m	厚T=3.50m	厚T=3.80m	厚T=3.00m	
	位 置			下面引張	下面引張	下面引張	背面上面引張	
	荷重状態			地震時	地震時	地震時	地震時	
				(短期)	(短期)	(短期)	(短期)	
断面力	曲げモーメント		M	kN・m	2932.16	2932.16	2932.16	2270.08
	軸力		N	kN	1292.06	1292.06	1292.06	108.00
	せん断力		S	kN	1051.55	1051.55	1051.55	537.02
部材断面	部材幅		b	mm	1000	1000	1000	1000
	部材高		h	mm	3000	3500	3800	3500
	引張鉄筋	径	D	mm	32	32	32	28
		本数	n	本	8	8	8	8
		鉄筋量	As	mm ²	6434.0	6434.0	6434.0	4926.0
		かぶり	d'	mm	120	120	120	110
	圧縮鉄筋	径	D	mm	28	28	28	32
		本数	n	本	4	4	4	4
		鉄筋量	As	mm ²	2463.0	2463.0	2463.0	3217.0
		かぶり	d'	mm	110	110	110	120
応力度	コンクリート		σ_c	N/mm ²	3.97	2.98	2.54	2.68
	鉄 筋		σ_s	N/mm ²	81.6	57.6	46.7	132.4
	せん断		τ	N/mm ²	0.365	0.311	0.286	0.158
許容応力度	コンクリート		σ_{ca}	N/mm ²	11.01	11.01	11.01	11.01
	鉄 筋		σ_{sa}	N/mm ²	223.4	223.4	223.4	223.4
	せん断		τ_a	N/mm ²	0.470	0.470	0.940	0.940
判 定	$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$				OK	OK	OK	OK
	$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$				OK	OK	OK	OK
	$\tau \leq \tau_a$				OK	OK	OK	OK

出典：調査団

表 7.3.43 1号堰柱の応力計算（流水直角方向）

部材名	項目		単位	厚T=3.50m	厚T=2.70m	
	位置			1号背面引張	1号背面引張	
	荷重状態			地震時 (短期)	地震時 (短期)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	6309.86	6309.86	
	軸力	N	kN	1489.711707	1489.71171	
	せん断力	S	kN	1127.170732	1127.17073	
部材断面	部材幅	b	mm	1000	1000	
	部材高	h	mm	3500	2700	
	引張鉄筋	径	D	mm	32	32
		本数	n	本	8	16
		鉄筋量	As	mm ²	6434.0	12868.0
		かぶり	d'	mm	140	190
	圧縮鉄筋	径	D	mm	32	32
		本数	n	本	4	4
		鉄筋量	As	mm ²	3217.0	3217.0
		かぶり	d'	mm	140	140
応力度	コンクリート	σ_c	N/mm ²	6.80	8.42	
	鉄筋	σ_s	N/mm ²	203.9	161.8	
	せん断	τ	N/mm ²	0.335	0.449	
許容応力度	コンクリート	σ_{ca}	N/mm ²	11.01	11.01	
	鉄筋	σ_{sa}	N/mm ²	223.4	223.4	
	せん断	τ_a	N/mm ²	0.940	0.940	
判定	$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$			OK	OK	
	$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$			OK	OK	
	$\tau \leq \tau_a$			OK	OK	

出典：調査団

(d) 荷重集計（操作台・門柱）

検討ケースは「常時」「地震時」「常時+温度 (+16.7℃)」「常時+温度 (-22.2℃)」の4ケースとする。集計を表 7.3.40 に示す。門柱においては、流水方向、流水直角方向を実施する。

表 7.3.44 端部堰柱、底版 荷重集計一覧表

計算方向	荷重状態	荷重項						割増係数
		躯体自重	設備荷重	上屋荷重	温度荷重	群集荷重	慣性力	
水流直角方向	常時	○	○	○		○		1.00
	常時（温度上昇+16.7°）	○	○	○	○	○		1.25
	常時（温度下降-22.2°）	○	○	○	○	○		1.25
	地震時	○	○	○			○	1.33

出典：調査団

(e) 計算結果

検討ケースのうち、最も厳しい状況となった門柱および操作台の応力計算結果を示す。なお断面力図は別冊の構造計算書に示す。

表 7.3.45 1号門柱の応力計算（流水方向）

部材名	項目		単位	厚T=2.15m	
	位置			1号柱	
	荷重状態			地震時 (短期)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	6797.53	
	軸力	N	kN	2568.93	
	せん断力	S	kN	1037.78	
部材断面	部材幅	b	mm	3500	
	部材高	h	mm	2150	
	引張鉄筋	径	D	mm	25
		本数	n	本	27
	鉄筋量	As	mm ²		13253.76
		かぶり	d'	mm	130
	圧縮鉄筋	径	D	mm	25
		本数	n	本	27
	鉄筋量	As	mm ²		13253.76
かぶり		d'	mm	130	
応力度	コンクリート	σ_c	N/mm ²	5.66	
	鉄筋	σ_s	N/mm ²	178.0	
	せん断	τ	N/mm ²	0.147	
許容応力度	コンクリート	σ_{ca}	N/mm ²	11.01	
	鉄筋	σ_{sa}	N/mm ²	223.4	
	せん断	τ_a	N/mm ²	0.940	
判定	$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$			OK	
	$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$			OK	
	$\tau \leq \tau_a$			OK	

出典：調査団

表 7.3.46 1号門柱の応力計算（流直角方向）

部材名	項目		単位	厚T=3.50m	
	位置			1号柱	
	荷重状態			地震時 (短期)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	8941.42	
	軸力	N	kN	4684.725	
	せん断力	S	kN	936.945	
部材断面	部材幅		b	mm	2150
	部材高		h	mm	3500
	引張鉄筋	径	D	mm	25
		本数	n	本	9
	鉄筋量		As	mm ²	4417.92
	かぶり		d'	mm	130
	圧縮鉄筋	径	D	mm	25
		本数	n	本	9
	鉄筋量		As	mm ²	4417.92
	かぶり		d'	mm	130
応力度	コンクリート		σ_c	N/mm ²	5.63
	鉄筋		σ_s	N/mm ²	149.9
	せん断		τ	N/mm ²	0.129
許容応力度	コンクリート		σ_{ca}	N/mm ²	11.01
	鉄筋		σ_{sa}	N/mm ²	223.4
	せん断		τ_a	N/mm ²	0.940
判定	$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$				OK
	$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$				OK
	$\tau \leq \tau_a$				OK

出典：調査団

表 7.3.47 1号操作台の応力計算

部材名	項目		単位	厚T=2.00m	
	位置			流水方向	流水方向
	荷重状態			上側引張	下側引張
				(地震時)	(常時+温度)
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	5919.10	2757.42
	軸力	N	kN	153.23	-480.82
	せん断力	S	kN	2214.20	0.00
部材断面	部材幅		b	mm	6260
	部材高		h	mm	2000
	引張鉄筋	径	D	mm	25
		本数	n	本	46
	鉄筋量		As	mm ²	22580.5
	かぶり		d'	mm	70
	圧縮鉄筋	径	D	mm	20
		本数	n	本	30
	鉄筋量		As	mm ²	9424.8
	かぶり		d'	mm	70
応力度	コンクリート		σ_c	N/mm ²	3.10
	鉄筋		σ_s	N/mm ²	140.3
	せん断		τ	N/mm ²	0.183
許容応力度	コンクリート		σ_{ca}	N/mm ²	11.01
	鉄筋		σ_{sa}	N/mm ²	223.4
	せん断		τ_a	N/mm ²	0.479
判定	$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$				OK
	$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$				OK
	$\tau \leq \tau_a$				OK

出典：調査団

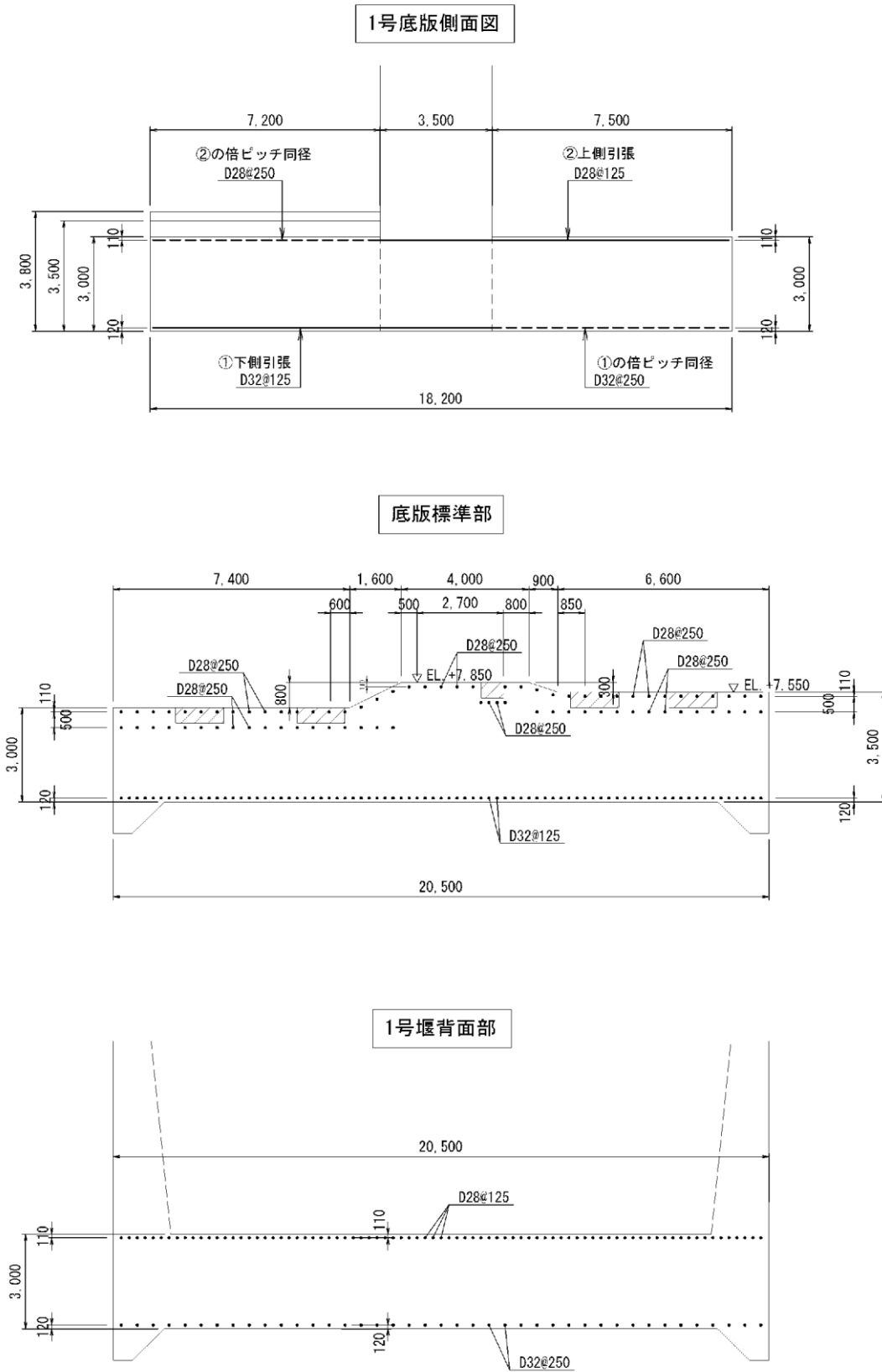
表 7.3.48 1号操作台張出部の応力計算

部材名	項 目		単位	厚T=2.00m	
	位 置			堰軸方向	
	荷重状態			上側引張 (常時)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	486.137	
	軸力	N	kN	0	
	せん断力	S	kN	225.0285	
部材断面	部材幅		b	mm	1000
	部材高		h	mm	2000
	引張鉄筋	径	D	mm	25
		本数	n	本	4
	鉄筋量		As	mm ²	1963.5
	かぶり		d'	mm	91
	圧縮鉄筋	径	D	mm	16
		本数	n	本	4
	鉄筋量		As	mm ²	804.2
	かぶり		d'	mm	88
応力度	コンクリート	σ_c	N/mm ²	2.15	
	鉄筋	σ_s	N/mm ²	135.4	
	せん断	τ	N/mm ²	0.118	
許容応力度	コンクリート	σ_{ca}	N/mm ²	8.28	
	鉄筋	σ_{sa}	N/mm ²	168.0	
	せん断	τ_a	N/mm ²	0.360	
判 定	$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$			OK	
	$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$			OK	
	$\tau \leq \tau_a$			OK	

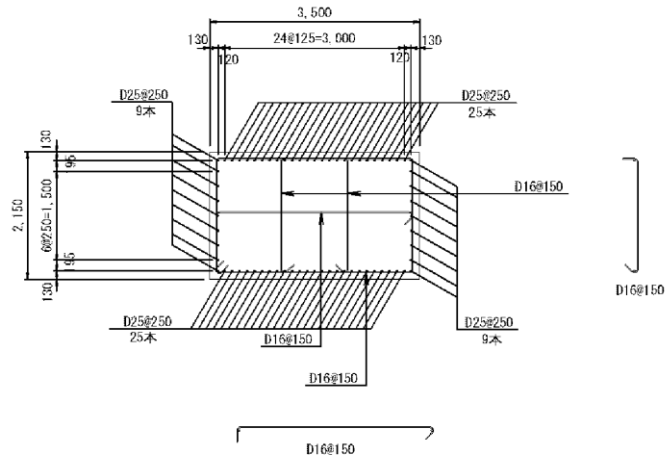
※注) 断面力は片持ち梁として計算した数値とする。

出典：調査団

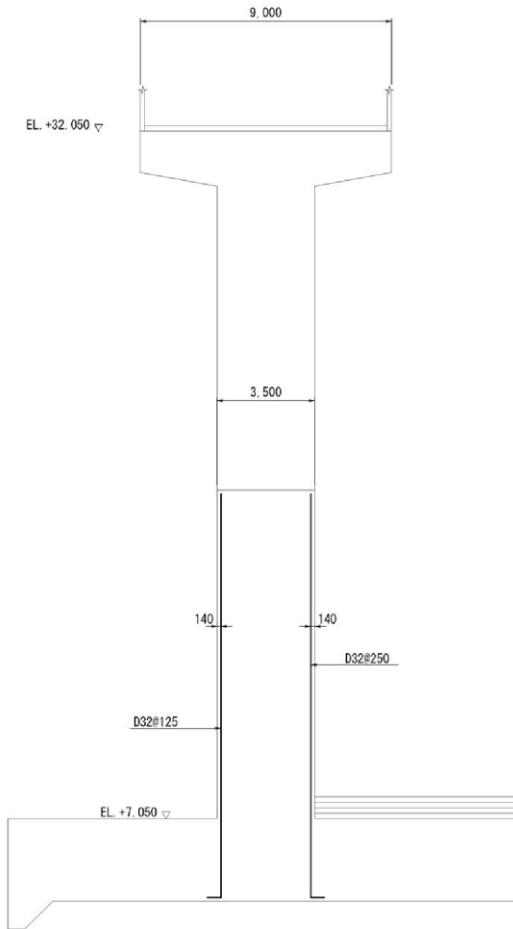
(f) 配筋要領図



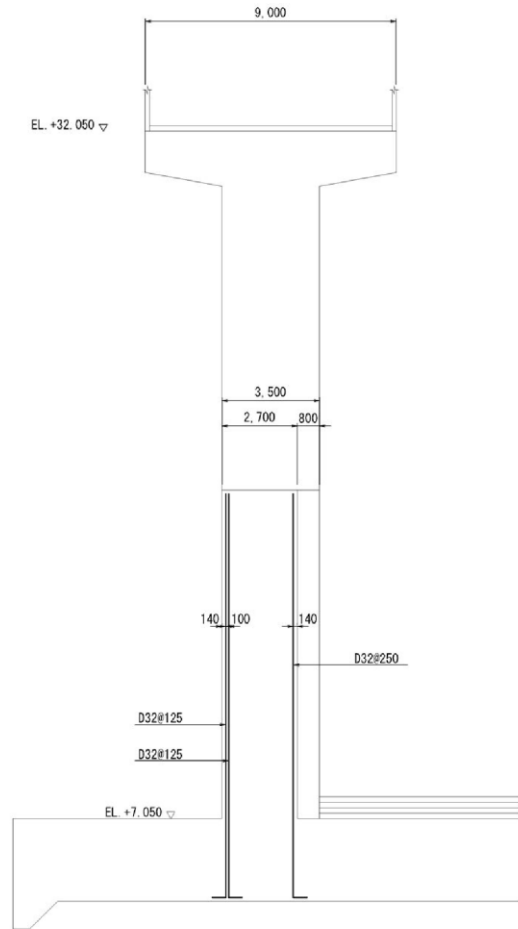
柱断面



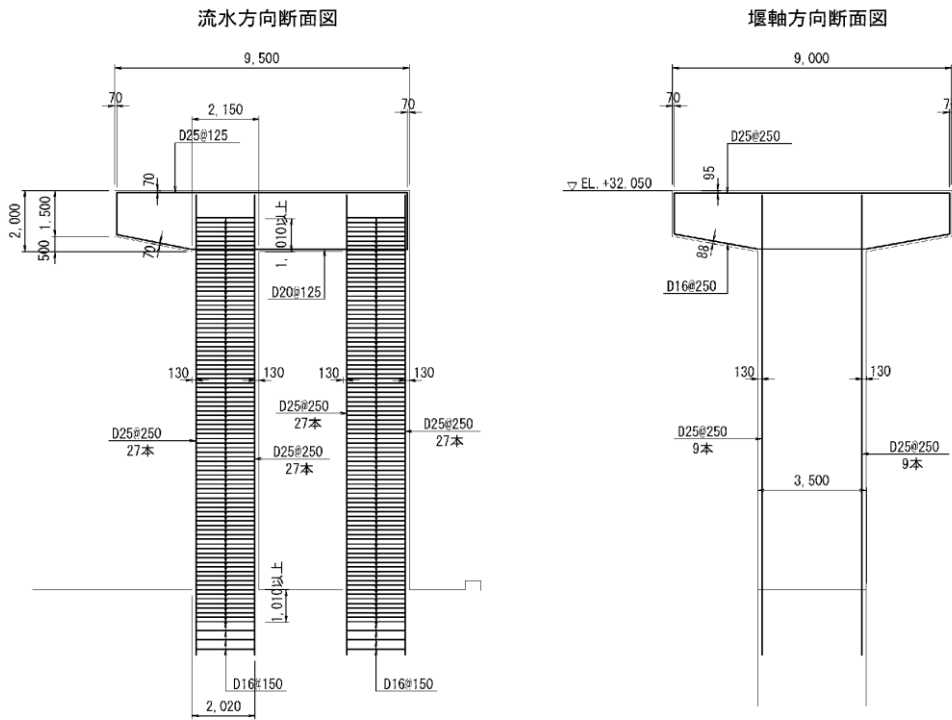
堰柱標準部



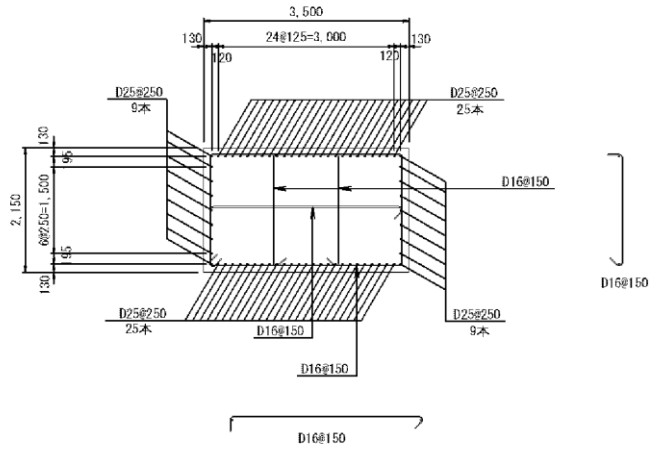
堰柱ゲート部



操作台・柱断面

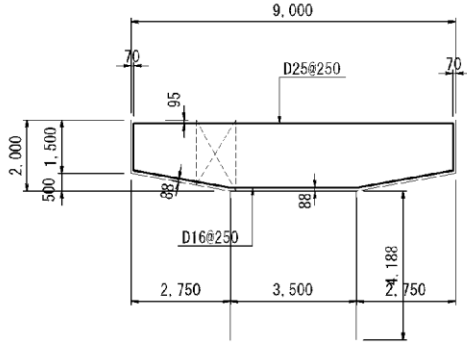


柱断面

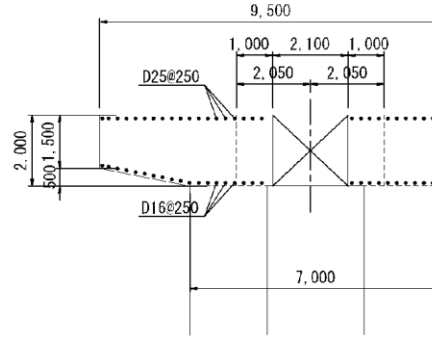


操作台（堰軸方向）

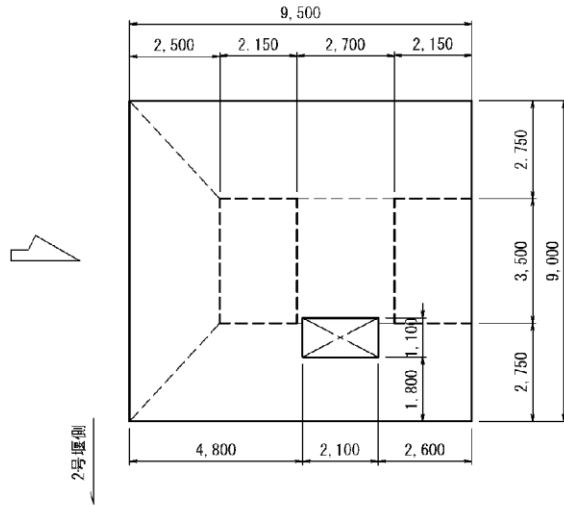
堰軸方向側面図



堰軸方向断面図

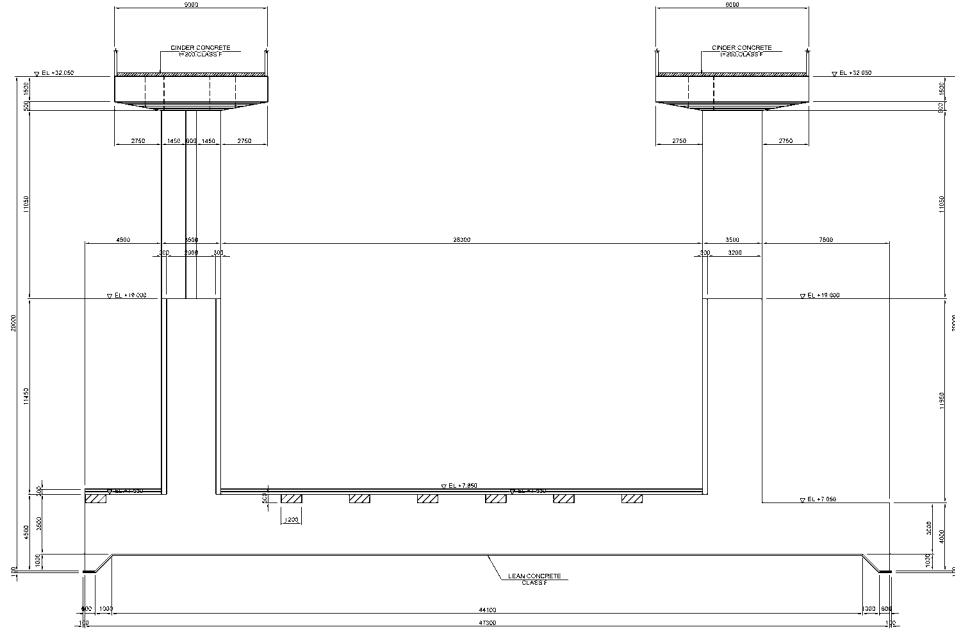


平面図

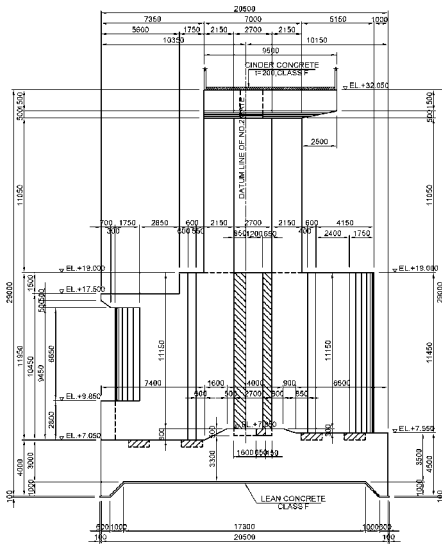


3) 端部堰柱+中央堰柱

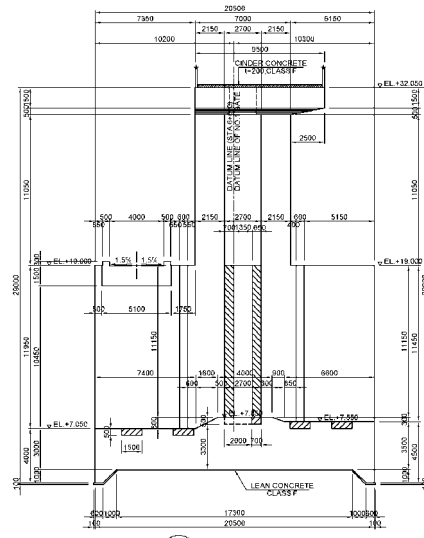
端部堰柱（1号堰柱）の構造寸法を図 7.3.17 に示す。



(流水直角方向)



(中央堰柱：流水方向)



(端部堰柱：流水方向)

出典：調査団

図 7.3.17 端部堰柱+中間堰柱 構造寸法

(a) 設計方針

堰柱および底版：U型ラーメン構造として検討を行う。

堰柱、操作台は、前節の「端部堰柱」と同じである。

(b) 荷重集計（底版・堰柱）

検討ケースは「常時」「洪水時」「地震時」の3ケースとする。堰柱は水流方向に対して十分な長さを有しているため、水流方向の照査は省略し、水流直角方向に対して照査を行う。端部堰柱+中央堰柱、底版の荷重集計を表 7.3.49 に示す。

表 7.3.49 端部堰柱、底版 荷重集計一覧表

方向	検討ケース	鉛直荷重 V(KN)	水平荷重 H(KN)	e (m)	モーメント My(KN.m)
流水直角方向	常時	136154.14	-16056.220	3.300	449308.66
	洪水時	117910.66	-4413.450	2.681	316118.48
	地震時	134361.10	-45240.780	1.613	216724.45

表 7.3.50 地盤反力

方向	検討ケース	X=L (m)	2号堰柱端部 (kN/m ²)	3号背面側 (kN/m ²)
流水直角方向	常時	47.300	1673.560	4083.486
	洪水時	47.300	1645.054	3340.597
	地震時	47.300	2259.400	3421.830

出典：調査団

(c) 計算結果

検討ケースのうち、最も厳しい状況となった底版および堰柱の応力計算結果を示す。なお、断面力図は別冊の構造計算書に示す。

表 7.3.51 2号、3号底版の応力計算

部材名	項目		単位	厚T=3.00m	厚T=3.00m	厚T=3.50m	厚T=3.50m	
	位置			上面引張	下面引張	上面引張	下面引張	
	荷重状態			常時 (長期)	地震時 (短期)	常時 (長期)	地震時 (短期)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	73177.69	38812.19	65266.59	34616.28	
	軸力	N	kN	5758.83	9484.81	5136.26	8459.42	
	せん断力	S	kN	0	10518.56	0.00	9211.09	
部材断面	部材幅	b	mm	7400	7400	6600	6600	
	部材高	h	mm	3000	3000	3500	3500	
	引張鉄筋	径	D	mm	40	40	40	40
		本数	n	本	182	118	130	52
		鉄筋量	As	mm ²	228,708	148,284	163,363	65,345
		かぶり	d'	mm	509	185	574	130
	圧縮鉄筋	径	D	mm	40	40	40	40
		本数	n	本	118	182	52	130
		鉄筋量	As	mm ²	148,284	228,708	65,345	163,363
	かぶり	d'	mm	185	509	130	570	
応力度	コンクリート	σ_c	N/mm ²	8.13	4.55	7.34	4.59	
	鉄筋	σ_s	N/mm ²	130.2	77.2	134.5	114.5	
	せん断	τ	N/mm ²	0.000	0.505	0.000	0.414	
許容応力度	コンクリート	σ_{ca}	N/mm ²	8.28	11.01	8.28	11.01	
	鉄筋	σ_{sa}	N/mm ²	168.0	223.4	168.0	223.4	
	せん断	τ_a	N/mm ²	0.360	2.130	0.360	0.470	
判定	$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$			OK	OK	OK	OK	
	$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$			OK	OK	OK	OK	
	$\tau \leq \tau_a$			OK	OK	OK	OK	

(注)

(注) $\tau_a = 2.13$ は、せん断鉄筋有りの場合を示す。

出典：調査団

表 7.3.52 2号、3号ゲート部底版の応力計算

部材名	項目		単位	厚T=3.80m	厚T=3.80m	
	位置			上面引張	下面引張	
	荷重状態			常時 (長期)	地震時 (短期)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	39555.51	20979.56	
	軸力	N	kN	3112.88	5126.92	
	せん断力	S	kN	0	5520.54	
部材断面	部材幅	b	mm	4000	4000	
	部材高	h	mm	3800	3800	
	引張鉄筋	径	D	mm	40	40
		本数	n	本	57	32
		鉄筋量	As	mm ²	71628.5	40212.5
		かぶり	d'	mm	239.6	130.0
	圧縮鉄筋	径	D	mm	40	40
		本数	n	本	32	57
		鉄筋量	As	mm ²	40212.5	71628.5
		かぶり	d'	mm	130.0	239.6
	応力度	コンクリート	σ_c	N/mm ²	6.11	3.72
鉄筋		σ_s	N/mm ²	147.8	94.5	
せん断		τ	N/mm ²	0.000	0.376	
許容応力度	コンクリート	σ_{ca}	N/mm ²	8.28	11.01	
	鉄筋	σ_{sa}	N/mm ²	168.0	223.4	
	せん断	τ_a	N/mm ²	0.360	0.470	
判定	$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$			OK	OK	
	$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$			OK	OK	
	$\tau \leq \tau_a$			OK	OK	

出典：調査団

表 7.3.53 3号背面底版（上側引張）の応力計算

部材名	項 目		単位	厚T=3.00m	
	位 置			上面引張	
	荷重状態			地震時 (短期)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	2268.81	
	軸力	N	kN	108.00	
	せん断力	S	kN	487.75	
部材断面	部材幅		b	mm	1000
	部材高		h	mm	3000
	引張鉄筋	径	D	mm	40
		本数	n	本	4
		鉄筋量	As	mm ²	5026.56
		かぶり	d'	mm	120
	圧縮鉄筋	径	D	mm	40
		本数	n	本	4
		鉄筋量	As	mm ²	5026.56
		かぶり	d'	mm	120
許容応力度	コンクリート	σ_c	N/mm ²	3.32	
	鉄筋	σ_s	N/mm ²	154.77	
	せん断	τ	N/mm ²	0.17	
許容応力度	コンクリート	σ_{ca}	N/mm ²	11.01	
	鉄筋	σ_{sa}	N/mm ²	223.40	
	せん断	τ_a	N/mm ²	0.47	
判 定	$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$			OK	
	$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$			OK	
	$\tau \leq \tau_a$			OK	

出典：調査団

表 7.3.54 2号、3号堰柱の応力計算（流水直角方向）

部材名	項目		単位	厚T=3.50m	厚T=1.70m	厚T=3.50m	厚T=2.50m	
	位置			2号堰柱	2号堰柱	3号背面引張	3号背面引張	
	荷重状態			地震時	地震時	地震時	地震時	
				(短期)	(短期)	(短期)	(短期)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	3629.80	3629.80	6651.93	6651.93	
	軸力	N	kN	1448.86	1448.86	1580.27	1580.27	
	せん断力	S	kN	316.52	316.52	1145.28	1145.28	
部材断面	部材幅	b	mm	1000	1000	1000	1000	
	部材高	h	mm	3500	1700	3500	2500	
	引張鉄筋	径	D	mm	32	32	32	32
		本数	n	本	4	16	8	16
		鉄筋量	As	mm ²	3217.0	12868.0	6434.0	12868.0
		かぶり	d'	mm	140	190	140	190
	圧縮鉄筋	径	D	mm	32	32	32	32
		本数	n	本	4	16	4	4
		鉄筋量	As	mm ²	3217.0	12868.0	3217.0	3217.0
		かぶり	d'	mm	140	190	140	140
応力度	コンクリート	σ_c	N/mm ²	4.73	9.89	7.17	10.13	
	鉄筋	σ_s	N/mm ²	145.1	156.2	214.3	190.3	
	せん断	τ	N/mm ²	0.094	0.210	0.341	0.496	
許容応力度	コンクリート	σ_{ca}	N/mm ²	11.01	11.01	11.01	11.01	
	鉄筋	σ_{sa}	N/mm ²	223.4	223.4	223.4	223.4	
	せん断	τ_a	N/mm ²	0.400	0.470	0.470	2.130	
判定	$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$			OK	OK	OK	OK	
	$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$			OK	OK	OK	OK	
	$\tau \leq \tau_a$			OK	OK	OK	OK	

(注)

(注) $\tau_a = 2.13$ は、せん断鉄筋有りの場合を示す。

出典：調査団

(d) 荷重集計（操作台・門柱）

検討ケースは「常時」「地震時」「常時+温度 (+16.7°C)」「常時+温度 (-22.2°C)」の4ケースとする。集計を表 7.3.55 に示す。門柱においては、流水方向、流水直角方向を実施する。

表 7.3.55 端部堰柱、底版 荷重集計一覧表

計算方向	荷重状態	荷重項						割増係数
		躯体自重	設備荷重	上屋荷重	温度荷重	群集荷重	慣性力	
水流直角方向	常時	○	○	○		○		1.00
	常時（温度上昇+16.7°）	○	○	○	○	○		1.25
	常時（温度下降-22.2°）	○	○	○	○	○		1.25
	地震時	○	○	○			○	1.33

出典：調査団

(e) 計算結果

検討ケースのうち、最も厳しい状況となった門柱および操作台の応力計算結果を示す。なお断面力図は別冊の構造計算書に示す。

表 7.3.56 2号門柱の応力計算（流水方向）

部材名	項目		単位	厚T=2.15m	厚T=2.15m	
	位置			圧縮側柱	引張側柱	
	荷重状態			地震時 (短期)	地震時 (短期)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	3830.15	3690.05	
	軸力	N	kN	4109.145	1344.96	
	せん断力	S	kN	562.61	528.15	
部材断面	部材幅	b	mm	1450	1450	
	部材高	h	mm	2150	2150	
	引張鉄筋	径	D	mm	32	32
		本数	n	本	11	11
	鉄筋量	As	mm ²	8846.8	8736.2	
		かぶり	d'	mm	130	130
	圧縮鉄筋	径	D	mm	32	32
		本数	n	本	11	11
	鉄筋量	As	mm ²	8846.8	8736.2	
		かぶり	d'	mm	130	130
応力度	コンクリート	σ_c	N/mm ²	5.61	6.05	
	鉄筋	σ_s	N/mm ²	49.2	153.1	
	せん断	τ	N/mm ²	0.192	0.180	
許容応力度	コンクリート	σ_{ca}	N/mm ²	11.01	11.01	
	鉄筋	σ_{sa}	N/mm ²	223.4	223.40	
	せん断	τ_a	N/mm ²	0.940	0.94	
判定	$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$			OK	OK	
	$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$			OK	OK	
	$\tau \leq \tau_a$			OK	OK	

出典：調査団

表 7.3.57 3号門柱の応力計算（流水方向）

部材名	項目		単位	厚T=2.15m	厚T=2.15m	
	位置			圧縮側柱	引張側柱	
	荷重状態			地震時 (短期)	地震時 (短期)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	7660.30	7380.09	
	軸力	N	kN	8218.29	2689.91	
	せん断力	S	kN	1125.22	1056.30	
部材断面	部材幅	b	mm	3500	3500	
	部材高	h	mm	2150	2150	
	引張鉄筋	径	D	mm	32	32
		本数	n	本	15	15
		鉄筋量	As	mm ²	12063.8	11913.0
		かぶり	d'	mm	130	130
	圧縮鉄筋	径	D	mm	32	32
		本数	n	本	15	15
		鉄筋量	As	mm ²	12063.8	11913.0
		かぶり	d'	mm	130	130
応力度	コンクリート	σ_c	N/mm ²	5.32	6.45	
	鉄筋	σ_s	N/mm ²	58.9	217.4	
	せん断	τ	N/mm ²	0.159	0.149	
許容応力度	コンクリート	σ_{ca}	N/mm ²	11.01	11.01	
	鉄筋	σ_{sa}	N/mm ²	223.4	223.40	
	せん断	τ_a	N/mm ²	0.940	0.94	
判定	$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$			OK	OK	
	$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$			OK	OK	
	$\tau \leq \tau_a$			OK	OK	

出典：調査団

表 7.3.58 2号・3号門柱の応力計算（流水直角方向）

部材名	項目		単位	厚T=1.45m	厚T=3.50m	
	位置			2号柱	3号柱	
	荷重状態			地震時 (短期)	地震時 (短期)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	5627.7525	10461.745	
	軸力	N	kN	2570.0575	5267.225	
	せん断力	S	kN	555.46	1053.445	
部材断面	部材幅	b	mm	2150	2150	
	部材高	h	mm	1450	3500	
	引張鉄筋	径	D	mm	36	32
		本数	n	本	17	9
		鉄筋量	As	mm ²	17303.96	7238.3
		かぶり	d'	mm	140	140
	圧縮鉄筋	径	D	mm	36	32
		本数	n	本	17	9
		鉄筋量	As	mm ²	17303.96	7238.3
		かぶり	d'	mm	140	140
応力度	コンクリート	σ_c	N/mm ²	10.88	5.74	
	鉄筋	σ_s	N/mm ²	204.1	130.1	
	せん断	τ	N/mm ²	0.197	0.146	
許容応力度	コンクリート	σ_{ca}	N/mm ²	11.01	11.01	
	鉄筋	σ_{sa}	N/mm ²	223.4	223.4	
	せん断	τ_a	N/mm ²	0.940	0.940	
判定	$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$			OK	OK	
	$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$			OK	OK	
	$\tau \leq \tau_a$			OK	OK	

出典：調査団

表 7.3.59 2号操作台の応力計算

部材名	項目		単位	厚T=2.00m	厚T=2.00m	
	位置			流水方向	流水方向	
	荷重状態			上側引張 (地震時)	下側引張 (常時+温度)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	7077.55	3561.6	
	軸力	N	kN	379.12	-323.08	
	せん断力	S	kN	3315.154646	0	
部材断面	部材幅	b	mm	7360	3930	
	部材高	h	mm	2000	2000	
	引張鉄筋	径	D	mm	25	25
		本数	n	本	36	21
	鉄筋量	As	mm ²	17671.7	10308.5	
		かぶり	d'	mm	70	70
	圧縮鉄筋	径	D	mm	25	25
		本数	n	本	21	21
	鉄筋量	As	mm ²	10308.5	10308.5	
		かぶり	d'	mm	70	70
応力度	コンクリート	σ_c	N/mm ²	3.77	3.24	
	鉄筋	σ_s	N/mm ²	207.0	202.33	
	せん断	τ	N/mm ²	0.233	0.00	
許容応力度	コンクリート	σ_{ca}	N/mm ²	11.01	10.35	
	鉄筋	σ_{sa}	N/mm ²	223.4	210.00	
	せん断	τ_a	N/mm ²	0.479	0.45	
判定	$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$			OK	OK	
	$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$			OK	OK	
	$\tau \leq \tau_a$			OK	OK	

出典：調査団

表 7.3.60 3号操作台の応力計算

部材名	項目		単位	厚T=2.00m	厚T=2.00m	
	位置			流水方向	流水方向	
	荷重状態			上側引張 (地震時)	下側引張 (常時+温度)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	7077.55	3561.6	
	軸力	N	kN	379.12	-323.08	
	せん断力	S	kN	3315.154646	0	
部材断面	部材幅	b	mm	5860	3930	
	部材高	h	mm	2000	2000	
	引張鉄筋	径	D	mm	25	25
		本数	n	本	46	30
	鉄筋量	As	mm ²	22580.5	14726.4	
		かぶり	d'	mm	70	70
	圧縮鉄筋	径	D	mm	25	25
		本数	n	本	30	30
	鉄筋量	As	mm ²	14726.4	14726.4	
		かぶり	d'	mm	70	70
応力度	コンクリート	σ_c	N/mm ²	3.78	2.71	
	鉄筋	σ_s	N/mm ²	163.7	142.31	
	せん断	τ	N/mm ²	0.293	0.00	
許容応力度	コンクリート	σ_{ca}	N/mm ²	11.01	10.35	
	鉄筋	σ_{sa}	N/mm ²	223.4	210.00	
	せん断	τ_a	N/mm ²	0.479	0.45	
判定	$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$			OK	OK	
	$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$			OK	OK	
	$\tau \leq \tau_a$			OK	OK	

出典：調査団

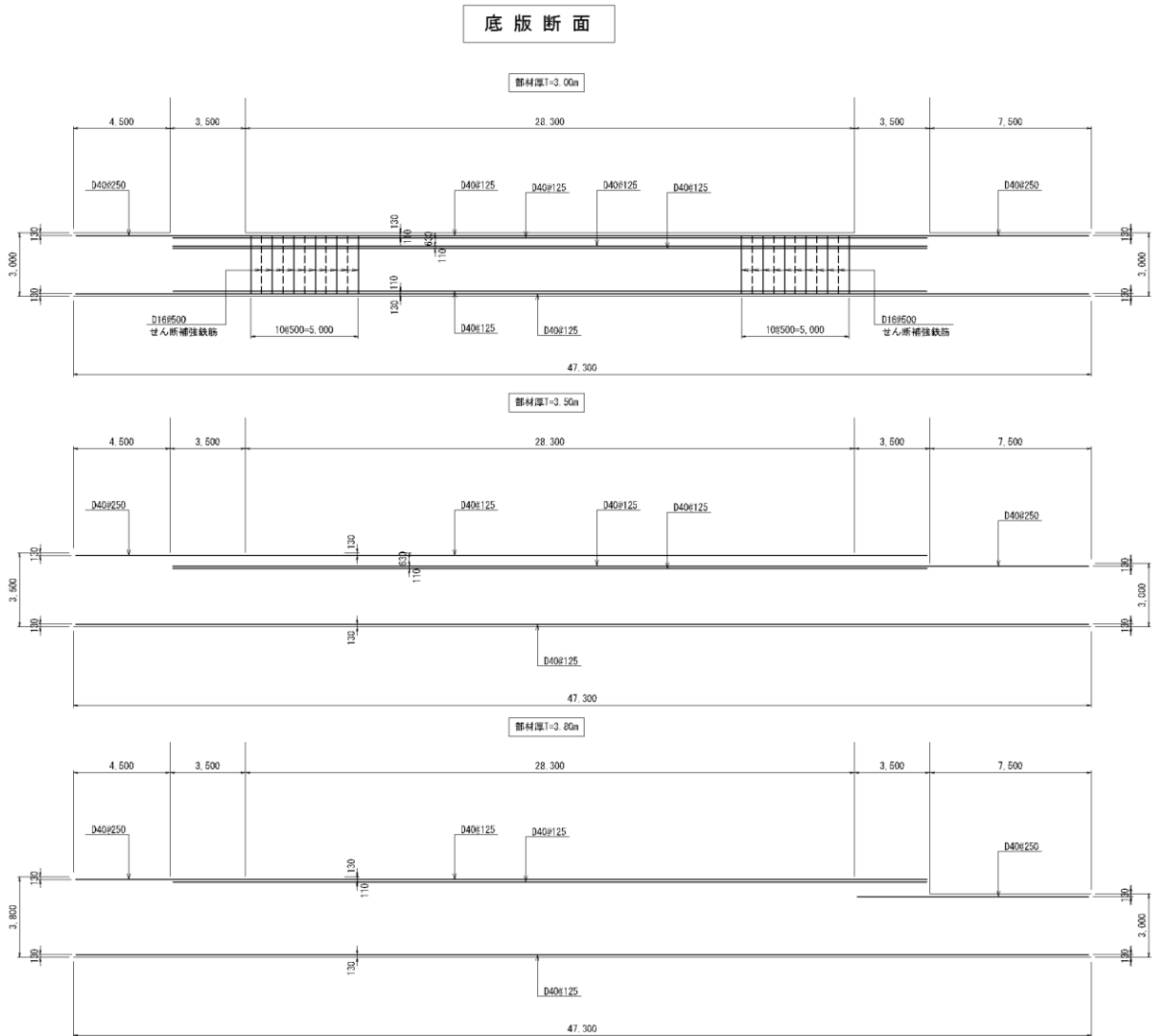
表 7.3.61 2号・3号操作台張出部の応力計算

部材名	項目		単位	厚T=2.00m	
	位置			堰軸方向	
	荷重状態			上側引張 (常時)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	474.28	
	軸力	N	kN	0	
	せん断力	S	kN	219.54	
部材断面	部材幅	b	mm	1000	
	部材高	h	mm	2000	
	引張鉄筋	径	D	mm	25
		本数	n	本	8
		鉄筋量	As	mm ²	3927.0
		かぶり	d'	mm	91
	圧縮鉄筋	径	D	mm	16
		本数	n	本	4
		鉄筋量	As	mm ²	804.2
		かぶり	d'	mm	86
応力度	コンクリート	σ_c	N/mm ²	1.55	
	鉄筋	σ_s	N/mm ²	67.1	
	せん断	τ	N/mm ²	0.115	
許容応力度	コンクリート	σ_{ca}	N/mm ²	8.28	
	鉄筋	σ_{sa}	N/mm ²	168.0	
	せん断	τ_a	N/mm ²	0.360	
判定	$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$			OK	
	$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$			OK	
	$\tau \leq \tau_a$			OK	

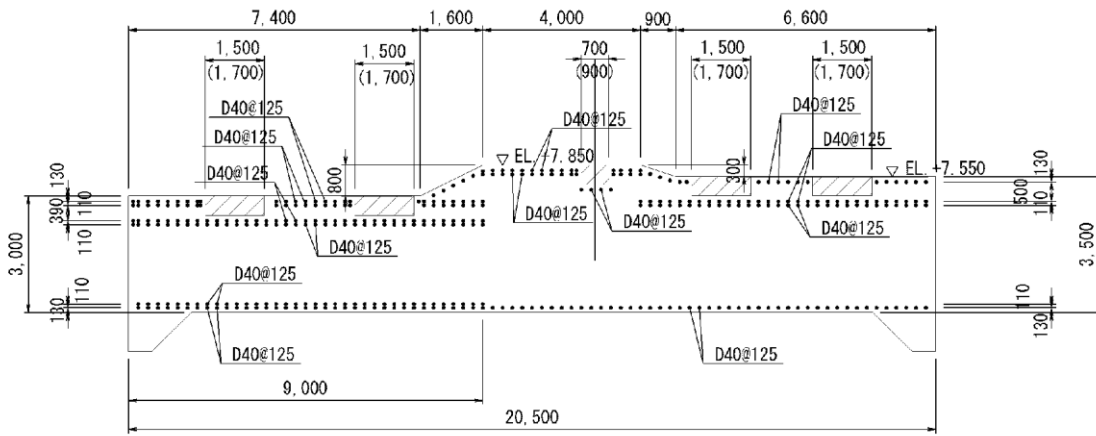
出典：調査団

注) 断面力は片持ち梁として計算した数値とする。

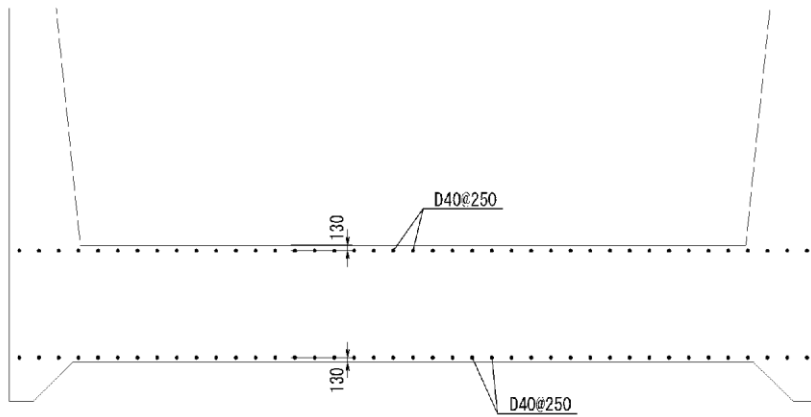
(f) 配筋要領図



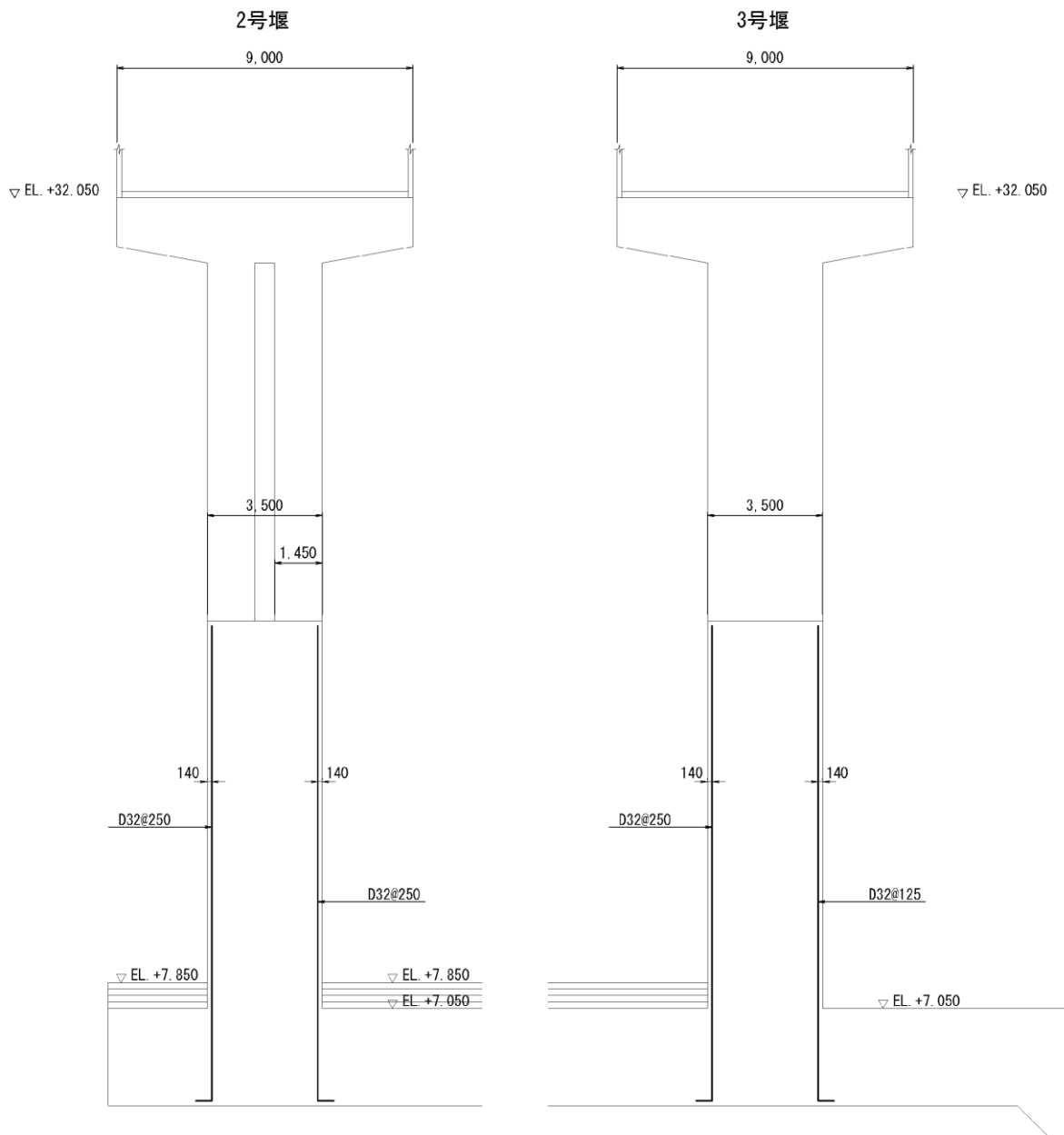
底板標準部



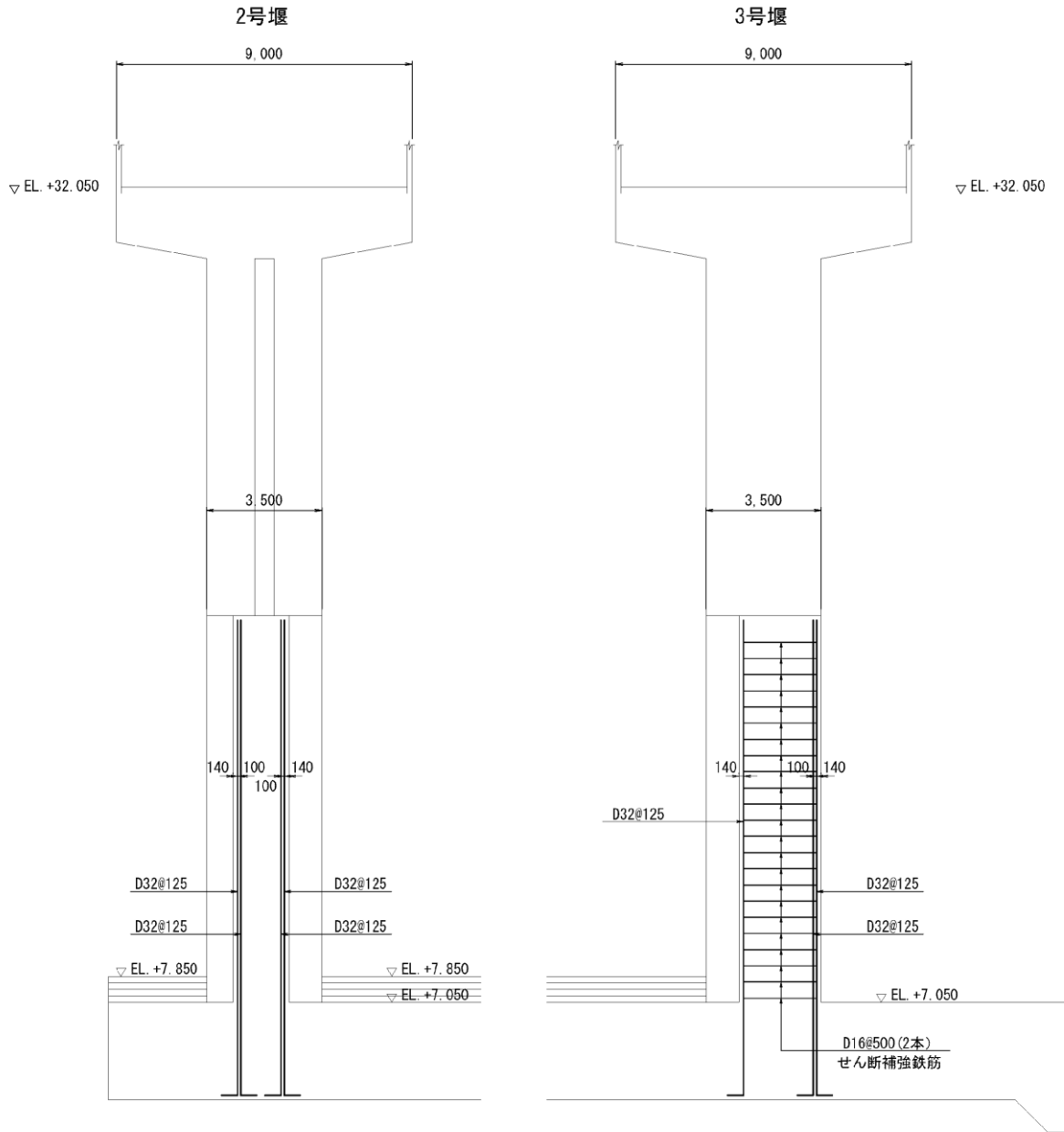
2・3号堰背面部



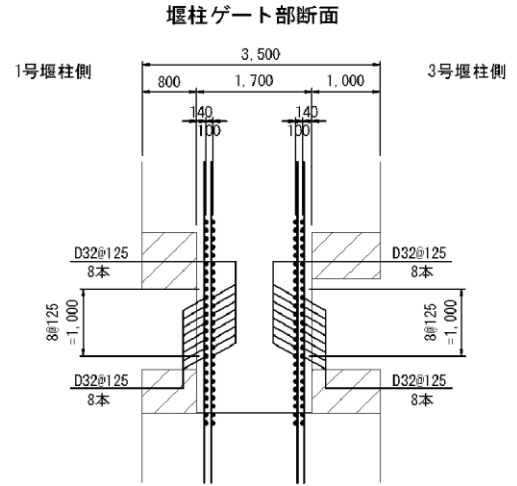
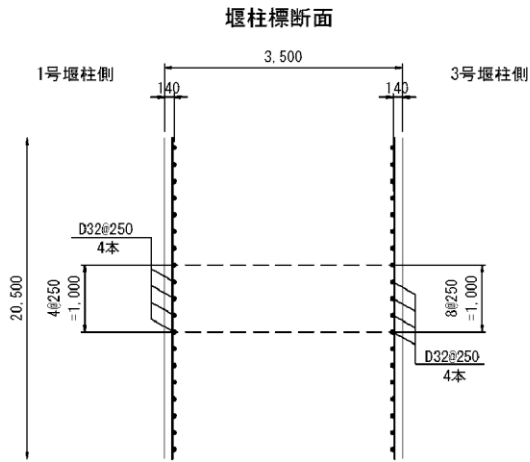
堰柱標準部



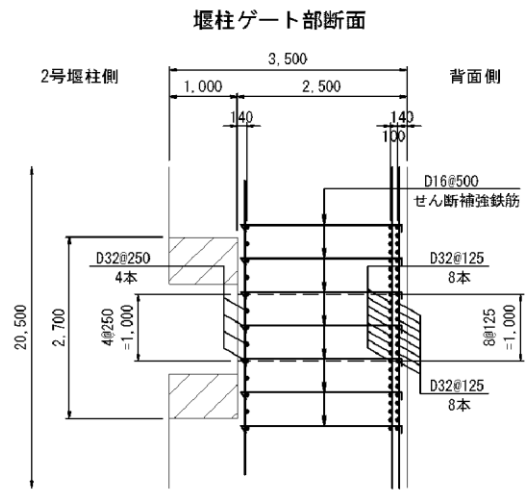
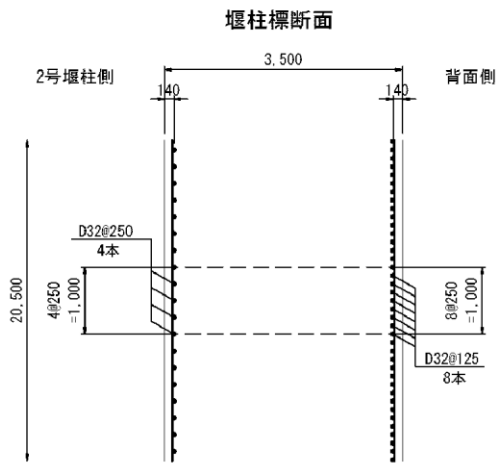
ゲート部



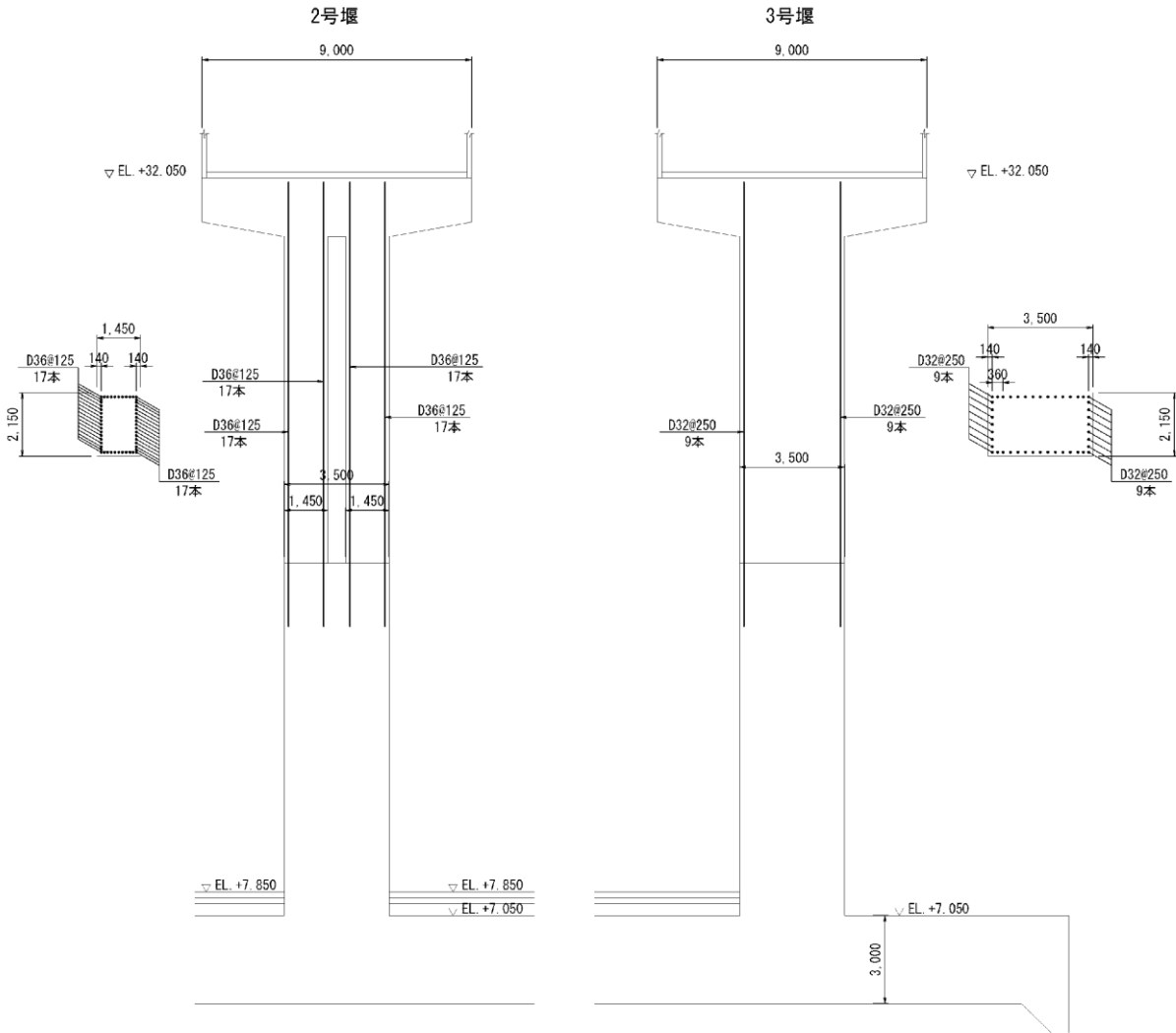
2号堰柱



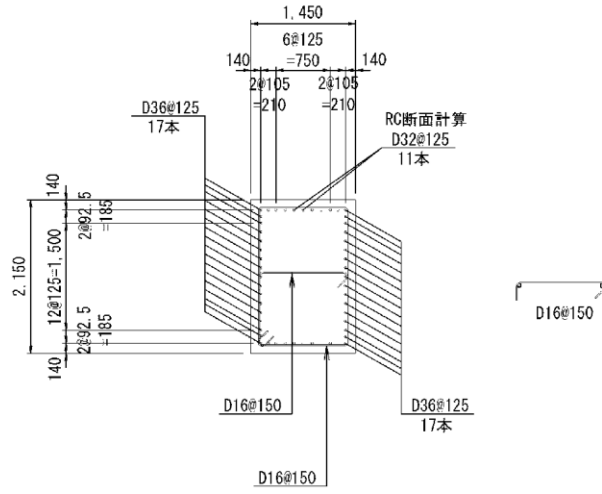
3号堰柱



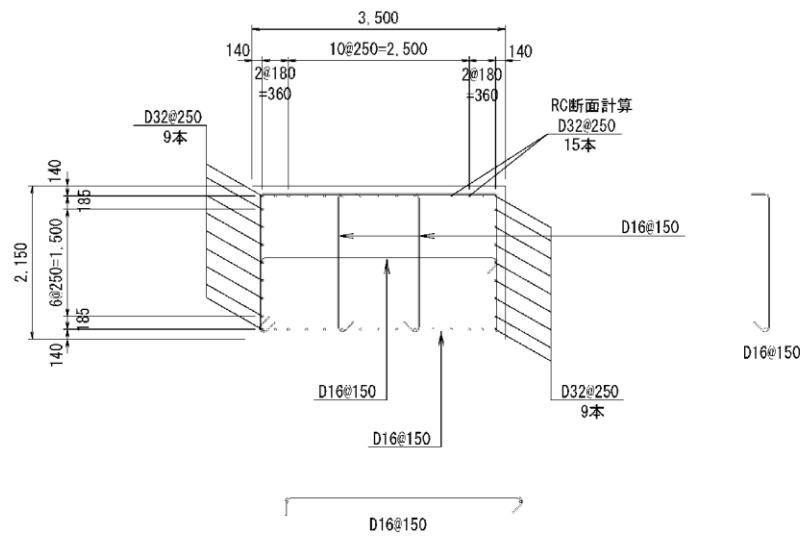
柱断面



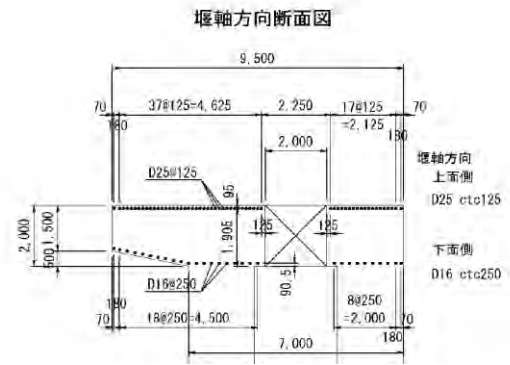
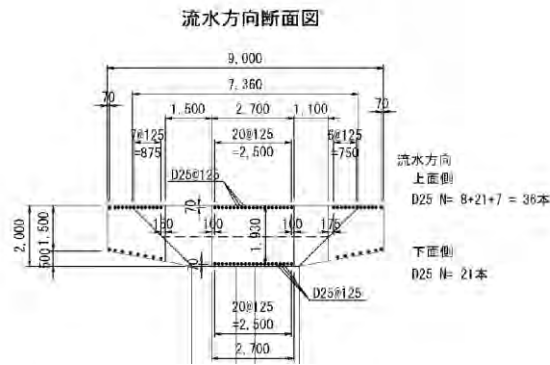
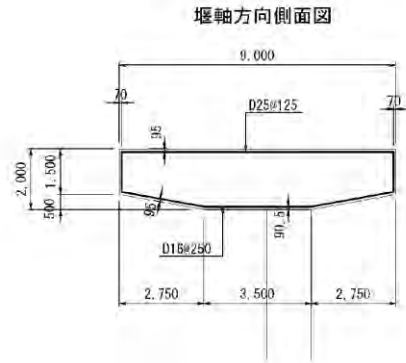
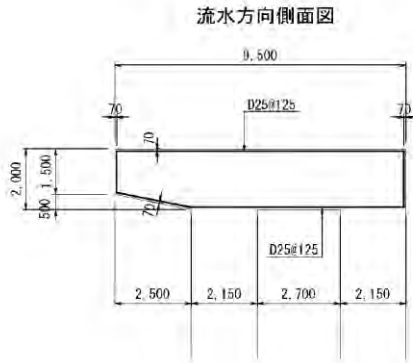
2号門柱



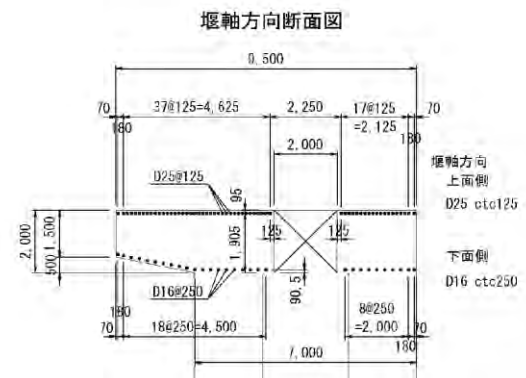
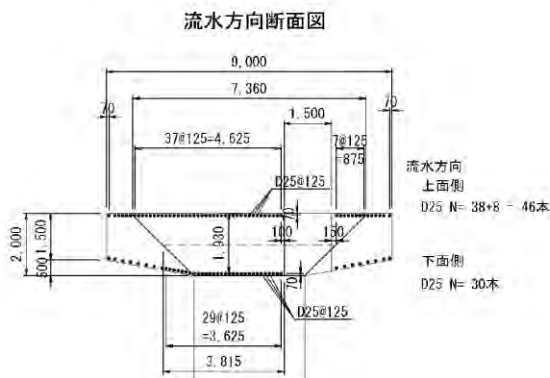
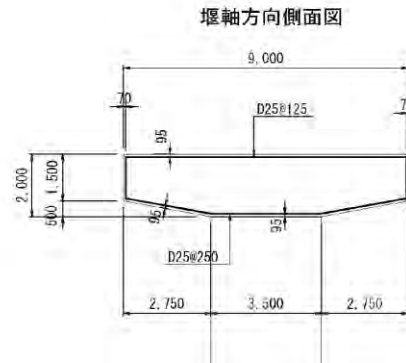
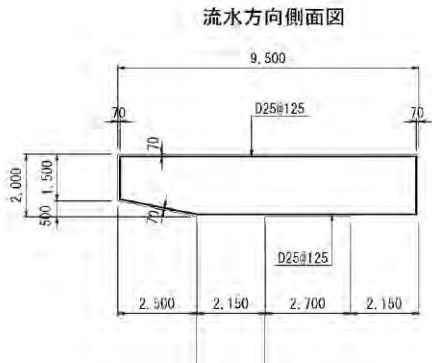
3号門柱



2号操作台



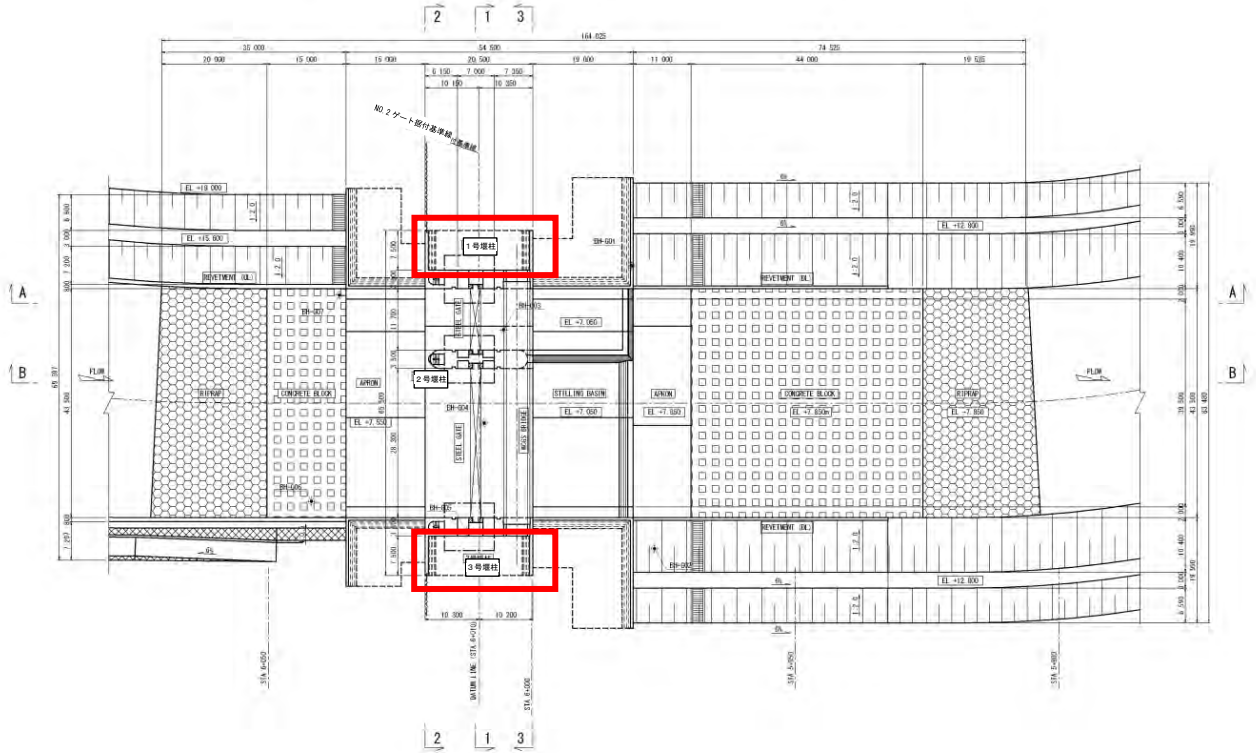
3号操作台



4) 胸壁

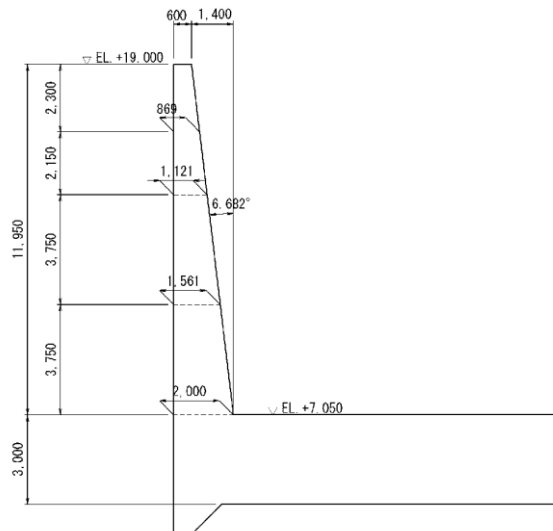
1号、3号堰柱に接続している胸壁を対象とする。胸壁の位置図を図 7.3.18 に示す。

平面図



出典：調査団

図 7.3.18 胸壁位置図



出典：調査団

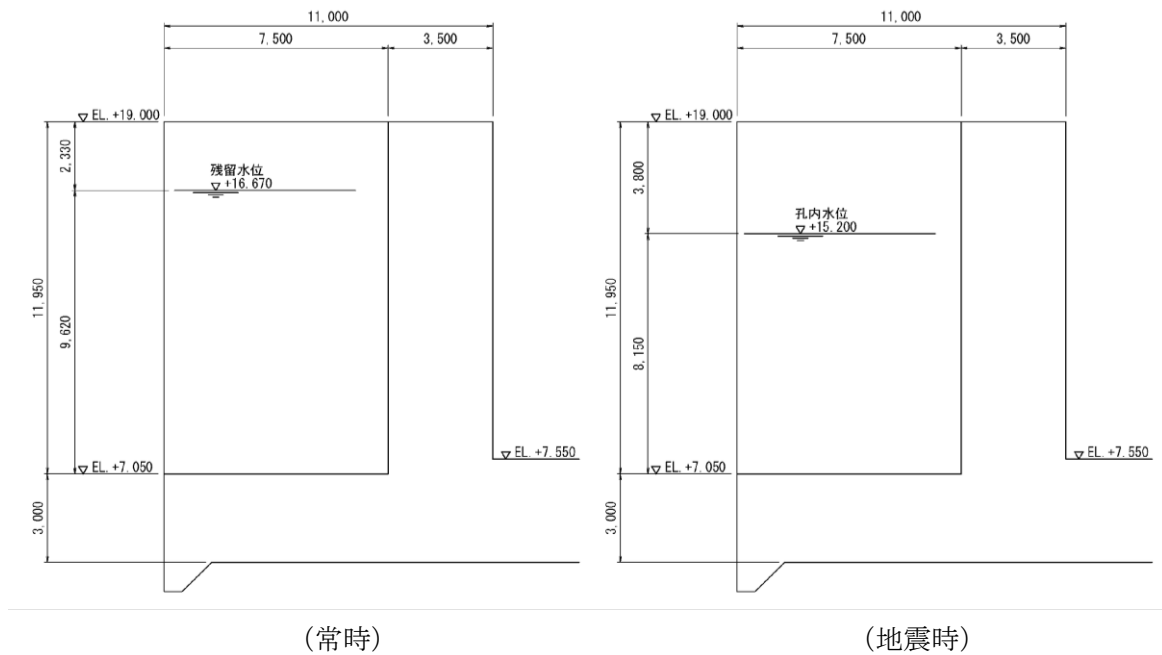
図 7.3.19 胸壁構造寸法図

(a) 検討ケース

検討ケースは「常時」「地震時」について検討する。

胸壁の構造計算については、擁壁前面と背面の水位差が最も大きくなる、常時の荷重条件において、構造計算を実施する。胸壁の計算における荷重条件を以下に示す。

- 背面土圧 : 常時・静止土圧
- 背面土の土質 : 埋戻し土 $\gamma=19.0\text{kN/m}^3$
内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ 、粘着力 $c=0\text{kN/m}^2$
- 背面側水位（常時） : EL+16.67（残留水位）
- 背面側水位（地震時） : EL+15.20（孔内水位）
- 前面側水位 : 空虚時



出典：調査団

図 7.3.20 胸壁水位条件

(b) 計算結果

胸壁の応力計算結果を示す。

表 7.3.62 胸壁の応力計算

部材名	項目		単位	厚T=2.00m	厚T=2.00m	厚T=2.00m	厚T=2.00m	
	位置			B-D	B-D	C-D	C-D	
	荷重状態			常時(残留) (長期)	地震時(孔内) (短期)	常時(残留) (長期)	常時(残留) (長期)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	2205.00	2595.38	795.66	940.55	
	軸力	N	kN	0	0	0	0	
	せん断力	S	kN	715.47	847.69	455.49	540.53	
部材断面	部材幅	b	mm	1000	1000	1000	1000	
	部材高	h	mm	2000	2000	2000	2000	
	引張鉄筋	径	D	mm	40	40	40	40
		本数	n	本	8	8	4	4
		鉄筋量	As	mm ²	10053.12	10053.12	5026.56	5026.56
		かぶり	d'	mm	170.0	170.0	170.0	170.0
	圧縮鉄筋	径	D	mm	25	25	25	25
		本数	n	本	4	4	4	4
		鉄筋量	As	mm ²	1963.52	1963.52	1963.52	1963.52
		かぶり	d'	mm	135.0	135.0	135.0	135.0
応力度	コンクリート	σ_c	N/mm ²	5.21	6.13	2.47	2.92	
	鉄筋	σ_s	N/mm ²	131.3	154.5	92.5	109.4	
	せん断	τ	N/mm ²	0.391	0.463	0.249	0.295	
許容応力度	コンクリート	σ_{ca}	N/mm ²	8.28	11.01	8.28	11.01	
	鉄筋	σ_{sa}	N/mm ²	168.0	223.4	168.0	223.4	
	せん断	τ_a	N/mm ²	0.360	0.479	0.360	0.479	
判定	$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$			OK	OK	OK	OK	
	$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$			OK	OK	OK	OK	
	$\tau \leq \tau_a$			NG	OK	OK	OK	

注)

注) B-D常時(残留)は、せん断補強として鉄筋を配置する。

出典：調査団

表 7.3.63 胸壁の応力計算

部材名	項目		単位	厚T=1.121m	厚T=1.121m	厚T=1.561m	厚T=1.561m	
	位置			B-B	B-B	C-C	C-C	
	荷重状態			常時(残留) (長期)	地震時(孔内) (短期)	常時(残留) (長期)	常時(残留) (短期)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	1249.03	1428.47	678.87	794.67	
	軸力	N	kN	0	0	0	0	
	せん断力	S	kN	333.08	380.93	362.06	423.83	
部材断面	部材幅	b	mm	1000	1000	1000	1000	
	部材高	h	mm	1121	1121	1561	1561	
	引張鉄筋	径	D	mm	40	40	40	40
		本数	n	本	8	8	4	4
		鉄筋量	As	mm ²	10053.12	10053.12	3217.00	3217.00
		かぶり	d'	mm	130	130	130	130
	圧縮鉄筋	径	D	mm	25	25	25	25
		本数	n	本	4	4	4	4
		鉄筋量	As	mm ²	1963.52	1963.52	1963.52	1963.52
		かぶり	d'	mm	110	110	110	110
応力度	コンクリート	σ_c	N/mm ²	7.95	9.09	3.72	4.35	
	鉄筋	σ_s	N/mm ²	141.2	161.5	156.9	183.6	
	せん断	τ	N/mm ²	0.336	0.384	0.253	0.296	
許容応力度	コンクリート	σ_{ca}	N/mm ²	8.28	11.01	8.28	11.01	
	鉄筋	σ_{sa}	N/mm ²	168.0	223.4	168.0	223.4	
	せん断	τ_a	N/mm ²	0.3600	0.4788	0.3600	0.4788	
判定	$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$			OK	OK	OK	OK	
	$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$			OK	OK	OK	OK	
	$\tau \leq \tau_a$			OK	OK	OK	OK	

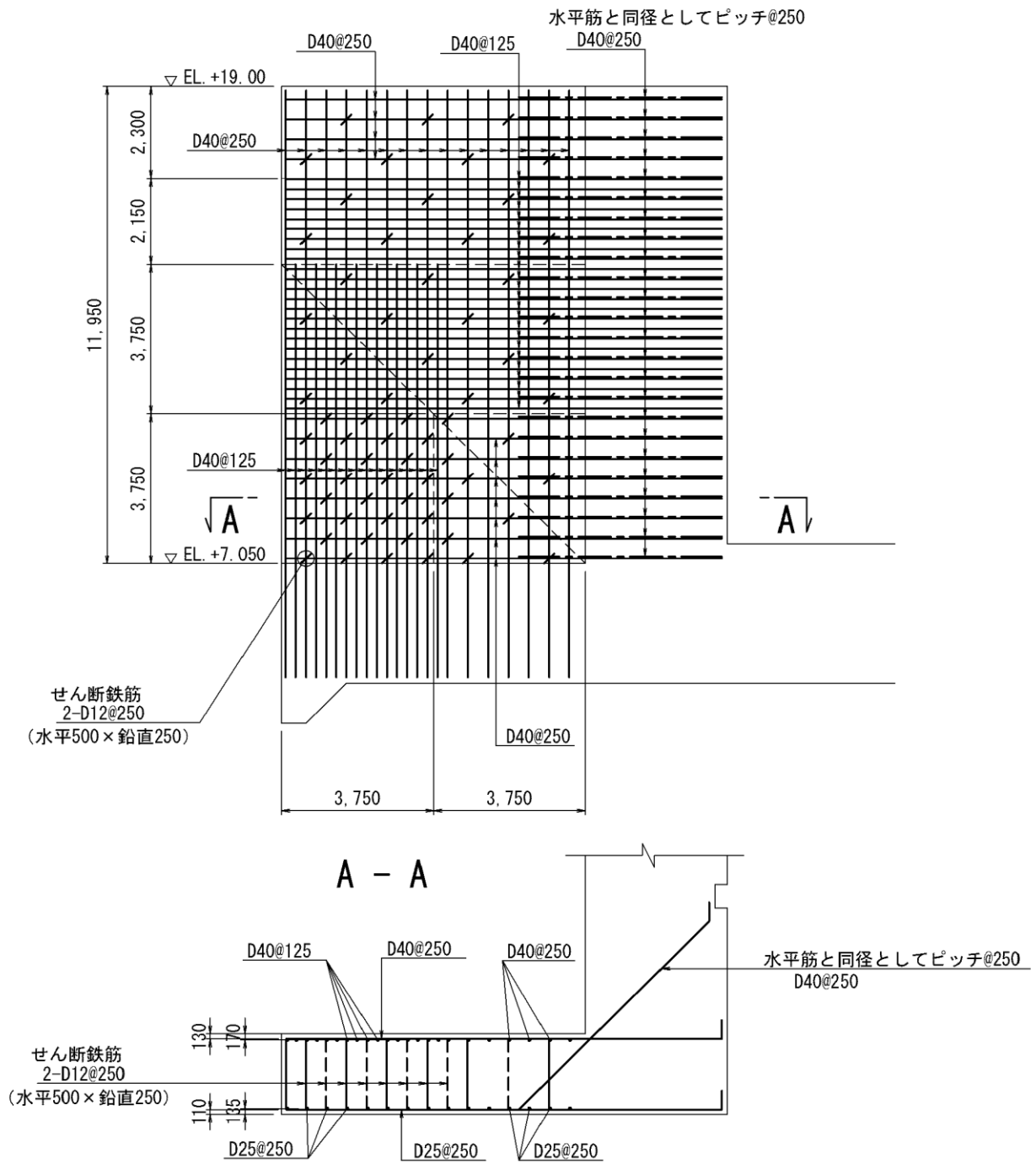
出典：調査団

表 7.3.64 胸壁の応力計算

部材名	項目		単位	厚T=869m	厚T=869m	
	位置			E-E	E-E	
	荷重状態			常時(残留) (長期)	地震時(孔内) (短期)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	470.25	709.59	
	軸力	N	kN	0	0	
	せん断力	S	kN	125.4	189.23	
部材断面	部材幅	b	mm	1000	1000	
	部材高	h	mm	869	869	
	引張鉄筋	径	D	mm	40	40
		本数	n	本	4	4
		鉄筋量	A _s	mm ²	5026.56	5026.56
		かぶり	d'	mm	130	130
	圧縮鉄筋	径	D	mm	25	25
		本数	n	本	4	4
		鉄筋量	A _s	mm ²	1963.52	1963.52
		かぶり	d'	mm	110	110
応力度	コンクリート	σ _c	N/mm ²	6.21	9.38	
	鉄筋	σ _s	N/mm ²	140.5	212.0	
	せん断	τ	N/mm ²	0.170	0.256	
許容応力度	コンクリート	σ _{ca}	N/mm ²	8.28	11.01	
	鉄筋	σ _{sa}	N/mm ²	168.0	223.4	
	せん断	τ _a	N/mm ²	0.360	0.48	
判定	σ _c ≤ σ _{ca}			OK	OK	
	σ _s ≤ σ _{sa}			OK	OK	
	τ ≤ τ _a			OK	OK	

出典：調査団

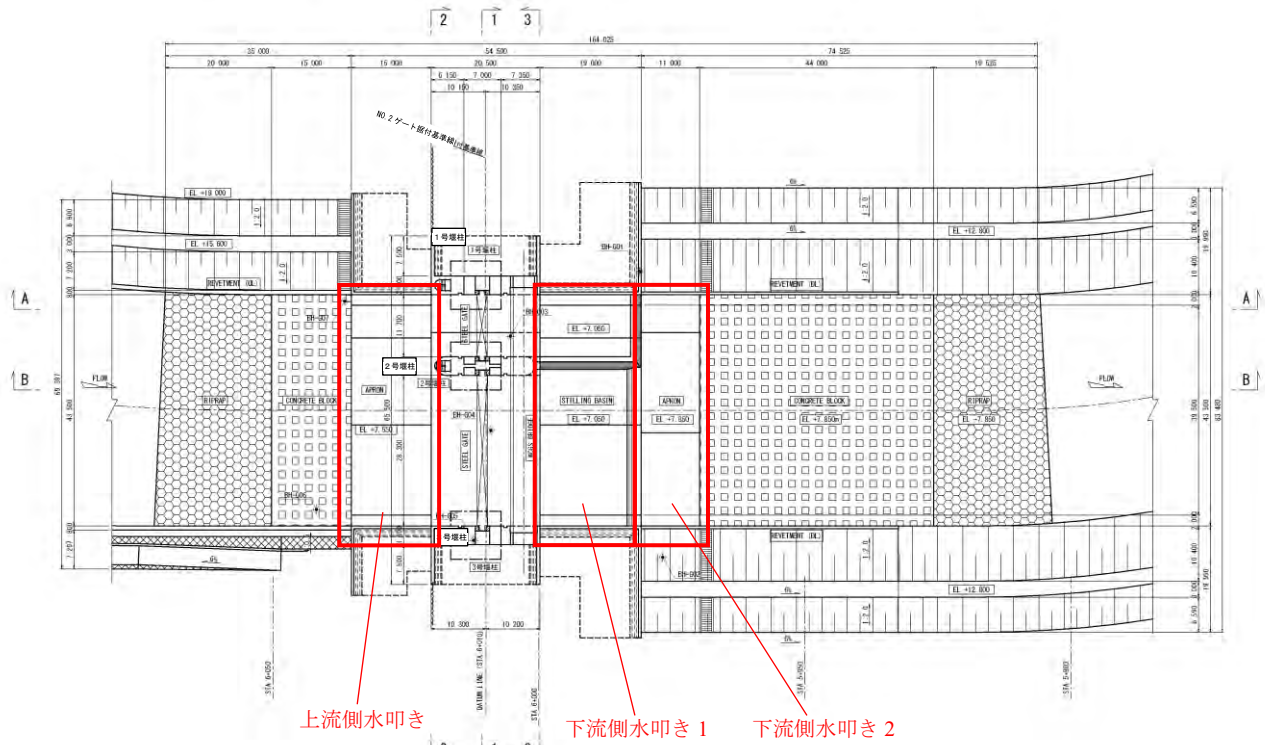
(c) 配筋要領図



5) 上流側水叩き

水叩き工は、図 7.3.21 に示すとおり、「上流側水叩き」「下流側水叩き 1」「下流側水叩き 2」で構成されている。

平面図



出典：調査団

図 7.3.21 水叩き 位置図

(a) 検討ケース

検討ケースは「常時」「施工時（重機なし）」「施工時（重機あり）」の3ケースとする。

表 7.3.65 上流側水叩き 荷重集計一覧表

方向	検討ケース	鉛直荷重 V(KN)	モーメント My(KN.m)
流水直角方向	常時	1031.05	8763.93
	施工時（クレーン荷重なし）	489.60	4161.60
	施工時（クレーン荷重考慮）	922.76	7904.62
流水方向	常時	909.75	6823.13
	施工時（クレーン荷重なし）	432.00	3240.00
	施工時（クレーン荷重考慮）	865.16	6593.17

出典：調査団

表 7.3.66 地盤反力

方向	検討ケース	X=L (m)	qmin (kN/m ²)	qmax (kN/m ²)
流水直角方向	常時	17.000	60.650	60.650
	洪水時	17.000	28.800	28.800
	地震時	17.000	53.016	55.544
流水方向	常時	15.000	60.650	60.650
	洪水時	15.000	28.800	28.800
	地震時	15.000	54.886	60.469

出典：調査団

クレーン荷重

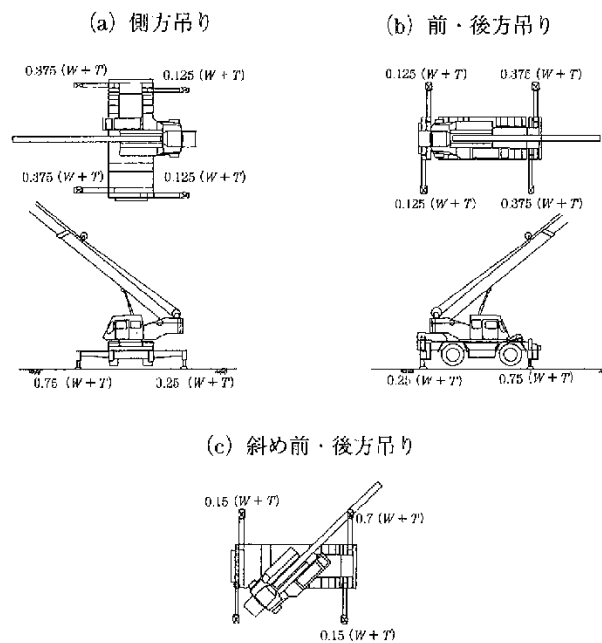
クレーン荷重は70t クレーンを想定し、アウトリガー位置の反力で載荷する。

クレーン自重	:	41.3t	(メーカー資料より想定)
吊荷重	:	10.0t	(扉体の自重)
フック重量	:	0.7t	
合計		W=52.0t	

アウトリガーにかかる反力は、下記資料の「斜め前・後方吊り」より

クレーン荷重 1 : $W \times 0.70 = 52.0 \times 0.70 = 36.40t$

クレーン阿重 2 : $W \times 0.15 = 52.0 \times 0.15 = 7.80t$



常時（残留水位）

床版上クレーン荷重考慮しない

施工時 (アウトリガー間離れ $l = 7.600 \text{ m}$)

$P1 = 36.40 \times 9.800 = 356.72 \text{ kN}$

作用位置 $x1 = 7.300 \text{ m}$

$P2 = 7.80 \times 9.800 = 76.44 \text{ kN}$

作用位置 $x2 = 14.900 \text{ m}$

(b) 検討結果

上流水叩き（流水直角方向 $L=17.0m$ 、流水方向 $L=15.0m$ ）の応力計算結果を示す。なお、断面力図は別冊の構造計算書に示す。

表 7.3.67 上流水叩きの応力計算（流水直角方向）

部材名	項 目		単位	厚T=1.20m	厚T=1.20m	厚T=1.20m		
	位 置			上面引張	上面引張	下面引張		
	荷重状態			常時 (長期)	施工時 (短期)	施工時 (短期)		
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	1462.70	2092.72	656.43		
	軸力	N	kN	0.00	0.00	0.00		
	せん断力	S	kN	344.17	492.41	180.96		
部材断面	部材幅		b	mm	1000	1000		
	部材高		h	mm	1200	1200		
	引張鉄筋	径	D	mm	32	32	32	
		本数	n	本	16	16	4	
			鉄筋量	A _s	mm ²	12868.00	12868.00	3217.00
			かぶり	d'	mm	170.0	170.0	120.0
	圧縮鉄筋	径	D	mm	32	32	32	
		本数	n	本	4	4	16	
			鉄筋量	A _s	mm ²	3217.00	3217.00	12868.00
			かぶり	d'	mm	120.0	120.0	170.0
応力度	コンクリート	σ _c	N/mm ²	7.86	11.24	5.36		
	鉄筋	σ _s	N/mm ²	125.4	179.4	205.1		
	せん断	τ	N/mm ²	0.334	0.478	0.168		
許容応力度	コンクリート	σ _{ca}	N/mm ²	8.28	12.42	12.42		
	鉄筋	σ _{sa}	N/mm ²	168.0	252.0	252.0		
	せん断	τ _a	N/mm ²	0.360	0.540	0.540		
判 定	σ _c ≤ σ _{ca}			OK	OK	OK		
	σ _s ≤ σ _{sa}			OK	OK	OK		
	τ ≤ τ _a			OK	OK	OK		

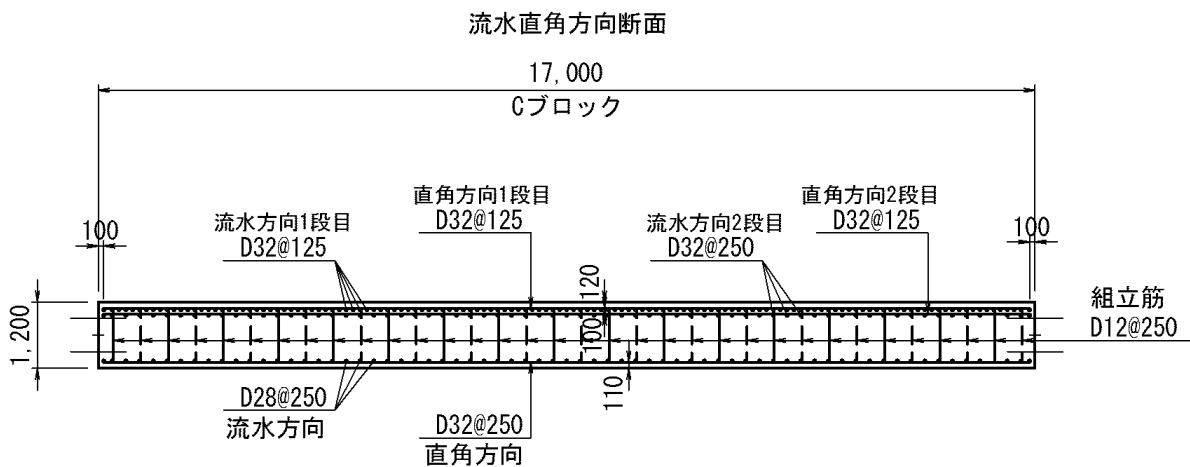
出典：調査団

表 7.3.68 上流水叩きの応力計算（流水方向）

部材名	項目		単位	厚T=1.20m	厚T=1.20m	厚T=1.20m	
	位置			上面引張	上面引張	下面引張	
	荷重状態			常時 (長期)	施工時 (短期)	施工時 (短期)	
断面力	曲げモーメント		M	kN・m	1138.78	1629.28	551.78
	軸力		N	kN	0	0	0
	せん断力		S	kN	303.67	434.48	174.78
部材断面	部材幅		b	mm	1000	1000	1000
	部材高		h	mm	1200	1200	1200
	引張鉄筋	径	D	mm	32	32	28
		本数	n	本	12	12	4
	鉄筋量		A _s	mm ²	9651.00	9651.00	2463.00
	かぶり		d'	mm	185.3	185.3	150.0
	圧縮鉄筋	径	D	mm	28	28	32
		本数	n	本	4	4	12
	鉄筋量		A _s	mm ²	2463.00	2463.00	9651.00
	かぶり		d'	mm	150.0	150.0	185.3
応力度	コンクリート		σ _c	N/mm ²	7.09	10.14	5.67
	鉄筋		σ _s	N/mm ²	130.9	187.3	228.1
	せん断		τ	N/mm ²	0.299	0.428	0.166
許容応力度	コンクリート		σ _{ca}	N/mm ²	8.28	12.42	12.42
	鉄筋		σ _{sa}	N/mm ²	168.0	252.0	252.0
	せん断		τ _a	N/mm ²	0.360	0.540	0.540
判定	σ _c ≤ σ _{ca}				OK	OK	OK
	σ _s ≤ σ _{sa}				OK	OK	OK
	τ ≤ τ _a				OK	OK	OK

出典：調査団

(c) 配筋要領図



注) 直角方向の長さL=16.30m、L=6.20mの配筋要領は同じとする。

6) 下流側水叩き 1

(a) 検討ケース

検討ケースは「常時」「施工時（重機なし）」「施工時（重機あり）」の3ケースとする。

表 7.3.69 下流側水叩き 1 荷重集計一覧表

方向	検討ケース	鉛直荷重 V(KN)	モーメント My(KN.m)
流水直角方向 (L=17.0m)	常時	1318.35	11205.98
	施工時（クレーン荷重なし）	693.60	5895.60
	施工時（クレーン荷重考慮）	1126.76	9638.62
流水直角方向 (L=16.3m)	常時	1378.31	10839.10
	施工時（クレーン荷重なし）	779.28	5957.01
	施工時（クレーン荷重考慮）	1212.44	9570.07
流水方向 (L=19.0m)	常時	1473.45	13997.78
	施工時（クレーン荷重なし）	775.20	7364.40
	施工時（クレーン荷重考慮）	1208.36	11562.23

出典：調査団

表 7.3.70 地盤反力

方向	検討ケース	X=L (m)	qmin (kN/m ²)	qmax (kN/m ²)
流水直角方向 (L=17.0m)	常時	17.000	77.550	77.550
	洪水時	17.000	40.800	40.800
	地震時	17.000	65.017	67.543
流水直角方向 (L=16.3m)	常時	16.300	75.657	93.461
	洪水時	16.300	38.904	56.713
	地震時	16.300	67.346	81.420
流水方向 (L=19.0m)	常時	19.000	77.550	77.550
	洪水時	19.000	40.800	40.800
	地震時	19.000	62.212	64.984

出典：調査団

(b) 計算結果

下流水叩き 1（流水直角方向 L=17.0m・16.3m、流水方向 L=19.0m）の応力計算結果を示す。なお、断面力図は別冊の構造計算書に示す。

表 7.3.71 下流水叩き1の応力計算（流水直角方向 L=17.0m）

部材名	項目		単位	厚T=1.70m	厚T=1.70m	厚T=1.70m	
	位置			上面引張	上面引張	下面引張	
	荷重状態			常時 (長期)	施工時 (短期)	施工時 (短期)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	1206.21	2013.25	656.43	
	軸力	N	kN	0.00	0.00	0.00	
	せん断力	S	kN	283.82	473.71	180.96	
部材断面	部材幅	b	mm	1000	1000	1000	
	部材高	h	mm	1700	1700	1700	
	引張鉄筋	径	D	mm	25	25	25
		本数	n	本	12	12	4
	鉄筋量	A _s	mm ²	5890.56	5890.56	1963.52	
		かぶり	d'	mm	143.3	143.3	110.0
	圧縮鉄筋	径	D	mm	25	25	25
		本数	n	本	4	4	12
	鉄筋量	A _s	mm ²	1963.52	1963.52	5890.56	
		かぶり	d'	mm	110.0	110.0	143.3
応力度	コンクリート	σ _c	N/mm ²	4.52	7.54	3.65	
	鉄筋	σ _s	N/mm ²	142.0	237.1	221.2	
	せん断	τ	N/mm ²	0.182	0.304	0.114	
許容応力度	コンクリート	σ _{ca}	N/mm ²	8.28	12.42	12.42	
	鉄筋	σ _{sa}	N/mm ²	168.0	252.0	252.0	
	せん断	τ _a	N/mm ²	0.360	0.540	0.540	
判定	σ _c ≤ σ _{ca}			OK	OK	OK	
	σ _s ≤ σ _{sa}			OK	OK	OK	
	τ ≤ τ _a			OK	OK	OK	

出典：調査団

表 7.3.72 下流水叩き1の応力計算（流水直角方向 L=16.3m）

部材名	項目		単位	厚T=1.70m	厚T=1.70m	厚T=1.70m	
	位置			上面引張	上面引張	下面引張	
	荷重状態			常時 (長期)	施工時 (短期)	施工時 (短期)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	856.71	1592.13	684.41	
	軸力	N	kN	0.00	0.00	0.00	
	せん断力	S	kN	190.83	372.90	149.14	
部材断面	部材幅	b	mm	1000	1000	1000	
	部材高	h	mm	1700	1700	1700	
	引張鉄筋	径	D	mm	25	25	25
		本数	n	本	12	12	4
	鉄筋量	A _s	mm ²	5890.56	5890.56	1963.52	
		かぶり	d'	mm	143.3	143.3	110.0
	圧縮鉄筋	径	D	mm	25	25	25
		本数	n	本	4	4	12
	鉄筋量	A _s	mm ²	1963.52	1963.52	5890.56	
		かぶり	d'	mm	110.0	110.0	143.3
応力度	コンクリート	σ _c	N/mm ²	3.21	5.96	3.81	
	鉄筋	σ _s	N/mm ²	100.9	187.5	230.6	
	せん断	τ	N/mm ²	0.123	0.240	0.094	
許容応力度	コンクリート	σ _{ca}	N/mm ²	8.28	12.42	12.42	
	鉄筋	σ _{sa}	N/mm ²	168.0	252.0	252.0	
	せん断	τ _a	N/mm ²	0.360	0.540	0.540	
判定	σ _c ≤ σ _{ca}			OK	OK	OK	
	σ _s ≤ σ _{sa}			OK	OK	OK	
	τ ≤ τ _a			OK	OK	OK	

出典：調査団

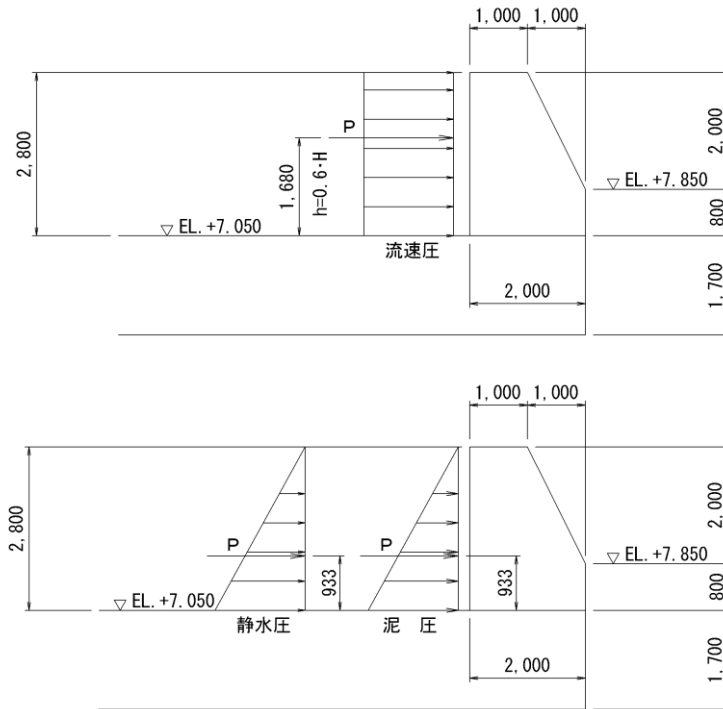
表 7.3.73 下流水叩き1の応力計算（流水方向）

部材名	項目		単位	厚T=1.70m	厚T=1.70m	厚T=1.70m	
	位置			上面引張	上面引張	下面引張	
	荷重状態			常時 (長期)	施工時 (短期)	施工時 (短期)	
断面力	曲げモーメント		M	kN・m	1506.72	2514.82	763.05
	軸力		N	kN	0.00	0.00	0.00
	せん断力		S	kN	317.21	529.44	184.16
部材断面	部材幅		b	mm	1000	1000	1000
	部材高		h	mm	1700	1700	1700
	引張鉄筋	径	D	mm	32	32	28
		本数	n	本	12	12	4
	鉄筋量		A _s	mm ²	9651.00	9651.00	2463.00
	かぶり	d'	mm	171.8	171.8	136.5	
		圧縮鉄筋		D	mm	28	28
	本数	n	本	4	4	12	
		鉄筋量		A _s	mm ²	2463.00	2463.00
	かぶり	d'	mm	136.5	136.5	171.8	
応力度		σ _c	N/mm ²	4.79	8.00	3.91	
鉄筋	せん断		τ	N/mm ²	0.208	0.346	0.118
	許容応力度		σ _{ca}	N/mm ²	8.28	12.42	12.42
	鉄筋		σ _{sa}	N/mm ²	168.0	252.0	252.0
せん断		τ _a	N/mm ²	0.360	0.540	0.540	
判定	σ _c ≤ σ _{ca}				OK	OK	OK
	σ _s ≤ σ _{sa}				OK	OK	OK
	τ ≤ τ _a				OK	OK	OK

出典：調査団

(c) 検討ケース（シル部）

作用荷重は、流水圧、水圧+泥圧、船舶衝撃荷重による水平力とする。



1. 流水圧

$$P = K \cdot v^2 \cdot A$$

$$K = 0.7 \quad \text{道路橋示方書 I 共通編P50表-2.2.9係数0.7とする。}$$

$$v = 8.50 \text{ m/s} \quad \text{水理実験の減勢施設設置前の流速=14.85m/sとする。}$$

$$A = H \cdot L \quad \text{鉛直投影面積}$$

$$= 2.800 \times 1.000 = 2.80 \text{ m}^2$$

$$P = 0.70 \times 8.50 \times 8.50 \times 2.80 = 141.61 \text{ kN}$$

曲げモーメント

$$M = P \cdot h$$

$$P = 141.61 \text{ kN}$$

$$h = 0.6 \cdot H \quad \text{作用位置は底より0.6*Hとする。}$$

$$= 0.6 \times 2.800 = 1.68 \text{ m}$$

$$M = 141.61 \times 1.68 = 237.90 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力

$$S = 141.61 \text{ kN}$$

2. 泥圧

堆積厚 $h=2.800\text{m}$ にたいして

$$\text{泥圧係数 } C_e = 0.5$$

$$\text{水中単位重量 } \gamma = 1.0 \text{ t/m}^3 \times 9.8 = 9.80 \text{ kN/m}^3$$

$$P_e = C_e \cdot \gamma \cdot h$$

$$P = 1/2 \cdot P_e \cdot h \cdot L$$

$$k h = 0.21 \quad \text{地震時設計水平震度}$$

$$V = 1/2 \cdot (B_1 + B_2) \cdot H \cdot L \cdot \gamma_c$$

$$P_e = 0.5 \times 9.80 \times 2.800 = 13.72 \text{ kN}$$

$$P = 1/2 \times 13.72 \times 2.800 \times 1.000 = 19.21 \text{ kN}$$

曲げモーメント

$$M = P \cdot h$$

$$P = 19.21 \text{ kN}$$

$$h = 2.800 \times 1/3 = 0.933 \text{ m}$$

$$M = 19.21 \times 0.933 = 17.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力

$$S = 19.21 \text{ kN}$$

3. 静水圧

下流側水位無しとして安全側に計算を行う。

水圧荷重

$$P = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h^2$$

$$P = 1/2 \times 9.80 \times 2.800 \times 2.800 = 38.42 \text{ kN/m}$$

$$\text{作用位置 } Y = 2.800 / 3 = 0.933 \text{ m}$$

$$M = 38.42 \times 0.933 = 35.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力

$$S = 38.42 \text{ kN}$$

4. 水平荷重合計=泥圧+静水圧

曲げモーメント

$$M = 17.92 + 35.85 = 53.77 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力

$$S = 19.21 + 38.42 = 57.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

5. 船舶による衝撃荷重

表 7.5-2 フェリーボートの諸元

項目	フェリーボート	
	タイプ-1	タイプ-2
重量(ton)	19.4	16.4
長さ (m)	15.1	11.9
幅(m)	5.0	2.5
必要水深(m)	1.9	1.3
水面からの必要クリアランス(m)	3.0	3.0

出典：2002年フェーズI報告書 Vol. VII, P2-2

航行速度：

$$12 \text{ ノット} = 6.17 \text{ m/s}$$

仮想重量 W

$$W = W_0 + W' = (19.40 \times 9.8) \times 3 + (\pi/4) \times 1.90^2 \times 5.00 \times 9.8$$

$$= 709.22 \text{ kN} \quad \approx 710.0 \text{ kN}$$

衝撃エネルギー E

$$E = E_0 \cdot V^2 / (2 \cdot g) = 710.0 \times 6.17^2 / (2 \times 9.8)$$

$$= 1379.03 \text{ kJ} \quad \approx 1380.0 \text{ kJ}$$

$$\text{航行速度 } V = 6.17 \text{ m/s}$$

吸収エネルギーの算定

コンクリートが曲げ破壊する水平力を算出する。

破壊曲げモーメント M (単位1m当り)

$$M = 1474.9 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad (\text{次のページ部材の降伏応力度算出より})$$

$$\text{水平力 } P' = M/h = 526.75 \text{ kN/m}$$

$$\text{作用高さ } h = 2.80 \text{ m}$$

ここで、荷重分散角 (45°) を考慮する。

$$\text{水平力 } P = P' \cdot h = 526.75 \times 2.80 = 1474.90 \text{ kN}$$

$$\text{壁高さ } h = 2.800 \text{ m}$$

伸縮目地側端部として、分散幅 B = h = 2.80m とする。

吸収エネルギー

$$E = P = 1474.90 \text{ kJ}$$

エネルギー吸収量の照査

隔壁 (コンクリート構造物) が、船舶による衝突エネルギーを上回るかどうか判断する。

エネルギー照査

吸収エネルギー	衝撃エネルギー	判定
1474.9 kJ	≥ 1,380.000 kJ	OK

(d) 計算結果（シル部）

シル部の応力計算結果を示す。

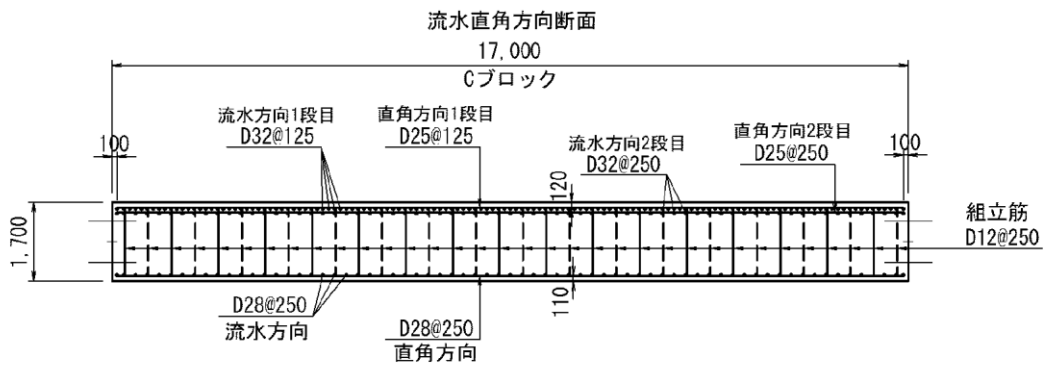
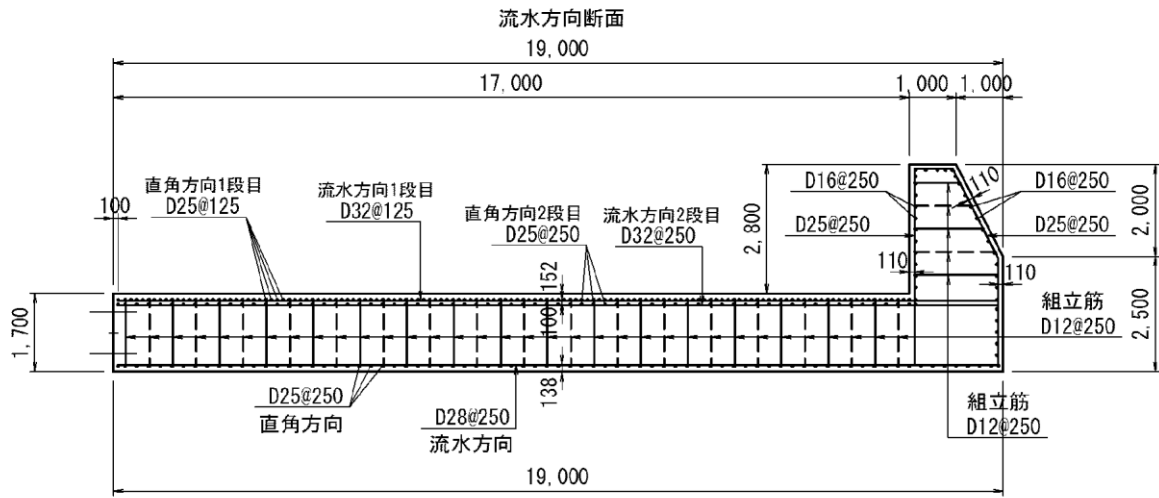
表 7.3.74 シル部の応力計算

部材名	項 目		単位	厚T=2.00m	厚T=2.00m	
	位 置			上流側天端	上流側天端	
	荷重状態			h=2.80m	h=2.80m	
				曲げ破壊	曲げ破壊	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	1474.9	1475	
	軸力	N	kN	0	0	
	せん断力	S	kN	0	0	
部材断面	部材幅	b	mm	1000	1000	
	部材高	h	mm	2000	2000	
	引張鉄筋	径	D	mm	25	25
		本数	n	本	4	4
		鉄筋量	A _s	mm ²	1963.52	1963.52
		かぶり	d'	mm	110	110
	圧縮鉄筋	径	D	mm	25	25
		本数	n	本	4	4
		鉄筋量	A _s	mm ²	1963.52	1963.52
		かぶり	d'	mm	110	110
応力度	コンクリート	σ _c	N/mm ²	6.48	6.48	
	鉄筋	σ _s	N/mm ²	415.00	415.03	
	せん断	τ	N/mm ²	0.000	0.000	
降伏応力度	コンクリート	σ _{ca}	N/mm ²	20.70	20.70	
	鉄筋	σ _{sa}	N/mm ²	415.0	415.0	
	せん断	τ _a	N/mm ²			
判 定	σ _c ≤ σ _{ca}			OK	OK	
	σ _s ≤ σ _{sa}			OK	NG	
	τ ≤ τ _a					

上記より、破壊曲げモーメントは 1474.9kN・m と判定される。

出典：調査団

(e) 配筋要領図



注) 直角方向の長さL=16.3m、L=6.20mの配筋要領は同じとする。

7) 下流側水叩き 2

(a) 検討ケース

検討ケースは「常時」「施工時（重機なし）」「施工時（重機あり）」の3ケースとする。

表 7.3.75 下流側水叩き 2 荷重集計一覧表

方向	検討ケース	鉛直荷重 V(KN)	モーメント My(KN.m)
流水直角方向	常時	1355.67	12743.29
	施工時（クレーン荷重なし）	812.16	7634.30
	施工時（クレーン荷重考慮）	1245.32	11788.81
流水方向	常時	793.21	4362.66
	施工時（クレーン荷重なし）	475.20	2613.60
	施工時（クレーン荷重考慮）	831.92	4575.56

出典：調査団

表 7.3.76 地盤反力

方向	検討ケース	X=L (m)	qmin (kN/m ²)	qmax (kN/m ²)
流水直角方向	常時	18.800	72.110	72.110
	洪水時	18.800	43.200	43.200
	地震時	18.800	64.845	67.636
流水方向	常時	16.500	72.110	72.110
	洪水時	16.500	43.200	43.200
	地震時	16.500	75.629	75.629

出典：調査団

(b) 計算結果

下流水叩き 2（流水直角方向 L=18.80m、流水方向 L=11.0m）の応力計算結果を示す。

表 7.3.77 下流水叩き 2 の応力計算（流水直角方向）

部材名	項目		単位	厚T=1.80m	厚T=1.80m	厚T=1.80m	
	位置			上面引張	上面引張	下面引張	
	荷重状態			常時 (長期)	施工時 (短期)	施工時 (短期)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	1412.44	2053.05	752.05	
	軸力	N	kN	0	0	0	
部材断面	せん断力	S	kN	300.52	436.82	183.83	
	部材幅	b	mm	1000	1000	1000	
	部材高	h	mm	1800	1800	1800	
	引張鉄筋	径	D	mm	32	32	28
		本数	n	本	8	8	4
	鉄筋量	A _s	mm ²	6434.00	6434.00	2463.00	
	かぶり	d'	mm	120	120	110	
		径	D	mm	28	28	32
	圧縮鉄筋	本数	n	本	4	4	8
		鉄筋量	A _s	mm ²	2463.00	2463.00	6434.00
かぶり	d'	mm	110	110	120		
	コンクリート	σ _c	N/mm ²	4.48	6.51	3.30	
応力度	鉄筋	σ _s	N/mm ²	141.0	205.0	190.2	
	せん断	τ	N/mm ²	0.179	0.260	0.109	
	コンクリート	σ _{ca}	N/mm ²	8.28	12.42	12.42	
許容応力度	鉄筋	σ _{sa}	N/mm ²	168.0	252.0	252.0	
	せん断	τ _a	N/mm ²	0.360	0.540	0.540	
	判定	σ _c ≤ σ _{ca}		OK	OK	OK	
	σ _s ≤ σ _{sa}		OK	OK	OK		
	τ ≤ τ _a		OK	OK	OK		

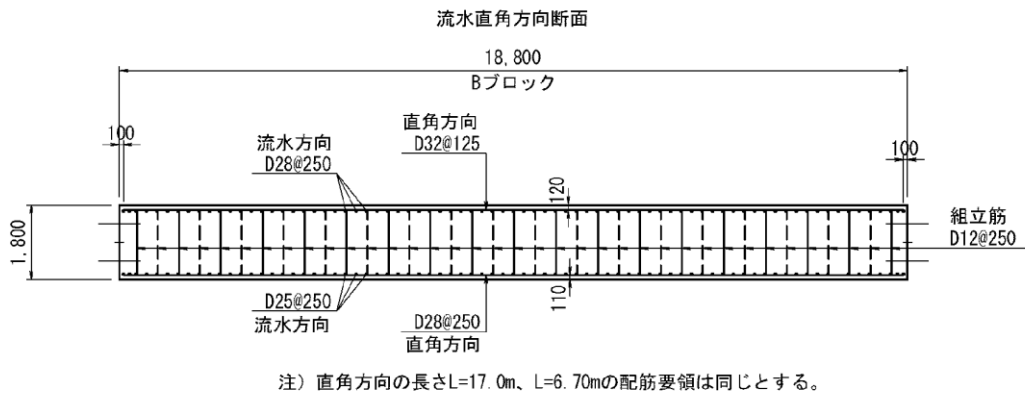
出典：調査団

表 7.3.78 下流水叩き 2 の応力計算（流水方向）

部材名	項目		単位	厚T=1.80m	厚T=1.80m	厚T=1.80m	
	位置			上面引張	上面引張	下面引張	
	荷重状態			常時 (長期)	施工時 (短期)	施工時 (短期)	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	483.55	702.86	491.25	
	軸力	N	kN	0.00	0.00	0.00	
部材断面	せん断力	S	kN	175.84	255.59	178.50	
	部材幅	b	mm	1000	1000	1000	
	部材高	h	mm	1800	1800	1800	
	引張鉄筋	径	D	mm	28	28	25
		本数	n	本	4	4	4
	鉄筋量	A _s	mm ²	2463.00	2463.00	1963.52	
	かぶり	d'	mm	150.0	150.0	136.5	
		径	D	mm	25	25	28
	圧縮鉄筋	本数	n	本	4	4	4
		鉄筋量	A _s	mm ²	1963.52	1963.52	2463.00
かぶり	d'	mm	136.5	136.5	150.0		
	コンクリート	σ _c	N/mm ²	2.40	3.48	2.66	
応力度	鉄筋	σ _s	N/mm ²	125.4	182.2	157.8	
	せん断	τ	N/mm ²	0.107	0.155	0.107	
	コンクリート	σ _{ca}	N/mm ²	8.28	12.42	12.42	
許容応力度	鉄筋	σ _{sa}	N/mm ²	168.0	252.0	252.0	
	せん断	τ _a	N/mm ²	0.360	0.540	0.540	
	判定	σ _c ≤ σ _{ca}		OK	OK	OK	
	σ _s ≤ σ _{sa}		OK	OK	OK		
	τ ≤ τ _a		OK	OK	OK		

出典：調査団

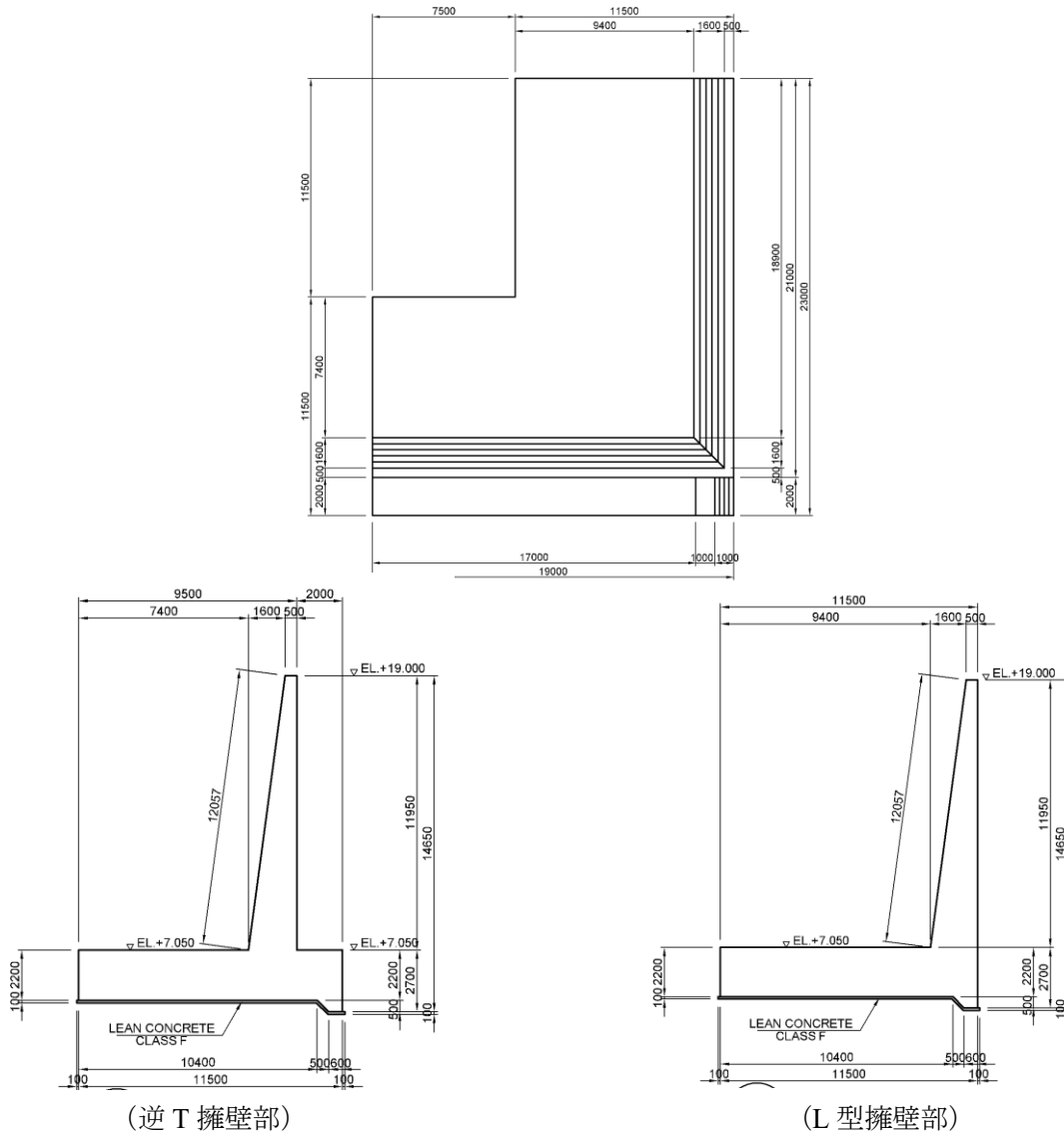
(c) 配筋要領図



8) 下流側翼壁

(a) 検討方針

翼壁横断方向を逆 T 擁壁部、流水方向ウイング部を L 型擁壁部として検討を行う。



出典：調査団

図 7.3.22 下流側翼壁構造寸法図

(b) 計算ケース

計算ケースは、「常時」「地震時」「施工時」の3ケースとする。荷重ケースは安定計算を同じに設定する。

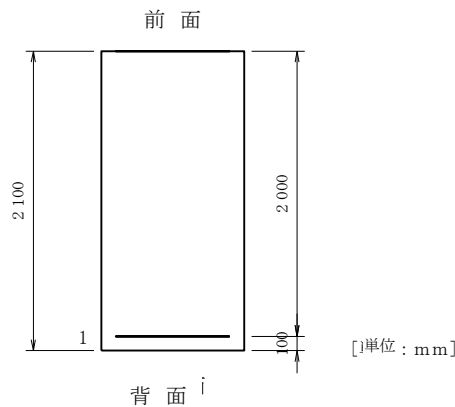
(c) 断面計算結果（逆T擁壁）

以下に断面照査結果を示す。詳細計算書は別冊の構造計算書に示す。

(i) 断面計算結果

A. 豎壁

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
背面	1	10.0	D40	12.566	8.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 98.144 (cm²)

【曲げ応力度の照査】

荷重状態 (水位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 (水位1)	2646.666	0.000	64.036	4.627	≤ 8.280	147.365	≤ 168.000	○
地震時 (水位2)	3921.740	0.000	64.036	6.856	≤ 11.010	218.361	≤ 223.400	○
施工時	2124.291	0.000	64.036	3.714	≤ 11.010	118.280	≤ 223.400	○

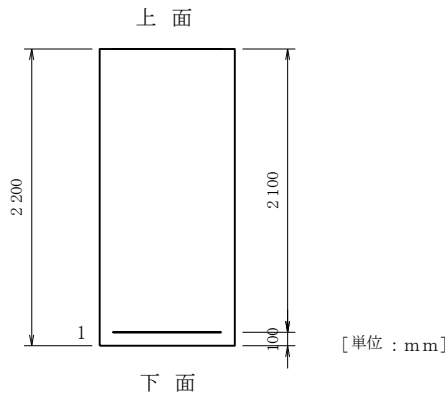
【せん断応力度の照査】

荷重状態 (水位)	せん断力 Sh(kN)	有効高 d(cm)	せん断応力度 (N/mm ²)			判定
			計算値τ	許容値 τa1	許容値 τa2	
常時 (水位1)	667.632	200.000	0.334	≤ 0.360	1.700	○
地震時 (水位2)	982.240	200.000	0.491	> 0.470	2.260	×
施工時	512.548	200.000	0.256	≤ 0.470	2.260	○

・せん断照査において、地震時が満足しないためせん断補強筋にて対応する。

B. 底版つま先

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
下面	1	10.0	D32	4.000	32.172
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 25.339 (cm²)

【曲げ応力度の照査】

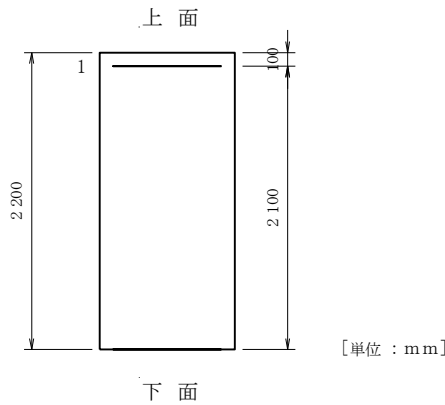
荷重状態 (水位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 (水位 1)	460.471	40.444	1.158	≤ 8.280	72.836	≤ 168.000	○
地震時 (水位 2)	1120.186	40.444	2.818	≤ 11.010	177.189	≤ 223.400	○
施工時	367.839	40.444	0.925	≤ 11.010	58.184	≤ 223.400	○

【せん断応力度の照査】

荷重状態 (水位)	せん断力 Sh(kN)	有効高 d(mm)	せん断応力度(N/mm ²)		判定
			計算値τ	許容値 τa1	
常時 (水位 1)	208.962	2100.000	0.100	≤ 0.360	○
地震時 (水位 2)	523.844	2100.000	0.249	≤ 0.470	○
施工時	163.987	2100.000	0.078	≤ 0.470	○

C. 底版かかと

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
上面	1	10.0	D50	19.635	8.000	157.080
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 115.144 (cm²)

【曲げ応力度の照査】

荷重状態 (水位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 (水位 1)	1966.256	78.687	2.721	≤ 8.280	68.104	≤ 168.000	○
地震時 (水位 2)	4803.992	78.687	6.647	≤ 11.010	166.392	≤ 223.400	○
施工時	1138.205	78.687	1.575	≤ 11.010	39.423	≤ 223.400	○

【せん断応力度の照査】

荷重状態 (水位)	せん断力 Sh(kN)	有効高 d(mm)	せん断応力度(N/mm ²)		判定
			計算値τ	許容値 τal	
常時 (水位 1)	453.027	2100.000	0.216	≤ 0.360	○
地震時 (水位 2)	1214.148	2100.000	0.578	> 0.470	×
施工時	275.582	2100.000	0.131	≤ 0.470	○

・せん断照査において、地震時が満足しないためせん断補強筋にて対応する。

(ii) せん断補強筋の検討

A. 縦壁

斜め引張鉄筋の計算

下流 逆 T 側壁

地震時

コンクリートのみでせん断力を負担することができないため、斜め引張鉄筋を下式により算定する。

τ_{a1}	: コンクリートの許容せん断応力度	$\tau_{a1} =$	0.36 N/mm^2
d	: 部材断面の有効高	$d =$	2000 mm
b	: 部材断面幅	$b =$	1000 mm
a	: 斜め引張鉄筋の部材軸方向間隔	$a =$	250 mm
σ_{Sa}	: 斜め引張鉄筋の許容引張応力度	$\sigma_{Sa} =$	223.4 N/mm^2
S	: 部材断面に作用するせん断力	$S =$	982240 N
Sc	: コンクリートが負担するせん断力		

$$Sc = \frac{1}{2} \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot d = 360000 \text{ N}$$

Sh' : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋が負担するせん断力

$$Sh' = S - Sc = 622240 \text{ N}$$

Aw : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋の断面積

$$Aw = \frac{1.15 \cdot Sh' \cdot a}{\sigma_{Sa} \cdot d} = 400.4 \text{ mm}^2$$

スターラップ D16 2本

D16本を軸方向に 250 ピッチで配置する。

$$As = 4.022\text{cm} > Aw = 4.004\text{cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

B. 底版かかと

下流 逆 T 底板 かかと

地震時

コンクリートのみでせん断力を負担することができないため、斜め引張鉄筋を下式により算定する。

τ_{a1}	: コンクリートの許容せん断応力度	$\tau_{a1} =$	0.36 N/mm^2
d	: 部材断面の有効高	$d =$	2100 mm
b	: 部材断面幅	$b =$	1000 mm
a	: 斜め引張鉄筋の部材軸方向間隔	$a =$	250 mm
σ_{Sa}	: 斜め引張鉄筋の許容引張応力度	$\sigma_{Sa} =$	223.4 N/mm^2
S	: 部材断面に作用するせん断力	$S =$	1214148 N
Sc	: コンクリートが負担するせん断力		

$$Sc = \frac{1}{2} \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot d = 378000 \text{ N}$$

Sh' : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋が負担するせん断力

$$S_h' = S - S_c = 836148 \text{ N}$$

Aw : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋の断面積

$$A_w = \frac{1.15 \cdot S_h' \cdot a}{\sigma_s a \cdot d} = 512.4 \text{ mm}^2$$

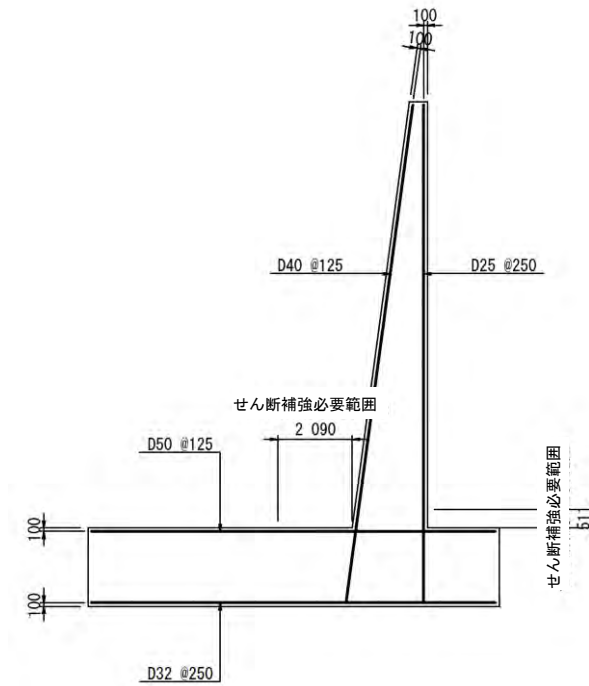
スターラップ D16 4本

D16本を軸方向に250ピッチで配置する。

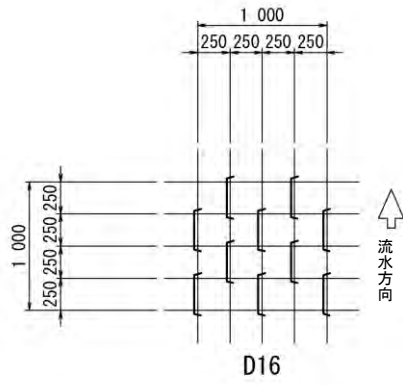
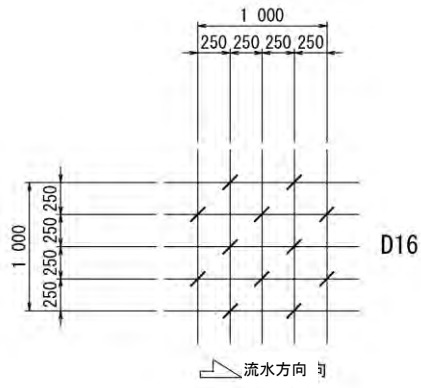
$$A_s = 8.004 \text{ cm} > A_w = 5.124 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(d) 配筋要領（逆T擁壁）

(i) 配筋要領図



(ii) せん断補強筋配置



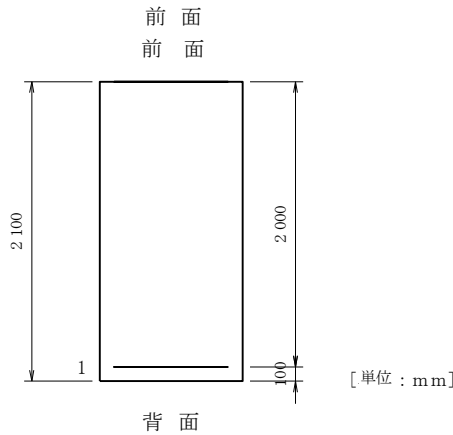
(e) 断面計算結果（L型擁壁）

以下に断面照査結果を示す。詳細計算書は別冊の構造計算書に示す。

(i) 断面計算結果

A. 縦壁

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—
背面	1	10.0	D40	12.566	8.000	100.528
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 98.144 (cm²)

【曲げ応力度の照査】

荷重状態 (水位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 (水位 1)	2646.666	0.000	64.036	4.627	≤ 8.280	147.365	≤ 168.000	○
地震時 (水位 2)	3921.740	0.000	64.036	6.856	≤ 11.010	218.361	≤ 223.400	○
施工時	2124.291	0.000	64.036	3.714	≤ 11.010	118.280	≤ 223.400	○

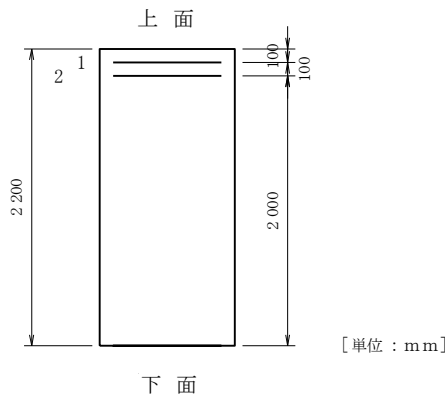
【せん断応力度の照査】

荷重状態 (水位)	せん断力 Sh(kN)	有効高 d(cm)	せん断応力度(N/mm ²)			判定
			計算値τ	許容値 τa1	許容値 τa2	
常時 (水位 1)	667.632	200.000	0.334	> 0.360	1.600	○
地震時 (水位 2)	982.240	200.000	0.491	> 0.470	2.130	×
施工時	512.548	200.000	0.256	≤ 0.470	2.130	○

・せん断照査において、地震時が満足しないためせん断補強筋にて対応する。

B. 底版

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	D50	19.635	8.000	157.080
	2	D40	12.566	8.000	100.528
下面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 220.855 (cm²)

【曲げ応力度の照査】

荷重状態 (水位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 (水位 1)	3129.030	93.350	3.827	≤ 8.280	71.730	≤ 168.000	○
地震時 (水位 2)	8445.607	93.350	10.329	≤ 11.010	193.607	≤ 223.400	○
施工時	1983.775	93.350	2.426	≤ 11.010	45.476	≤ 223.400	○

【せん断応力度の照査】

荷重状態 (水位)	せん断力 Sh(kN)	有効高 d(mm)	せん断応力度(N/mm ²)		判定
			計算値τ	許容値 τal	
常時 (水位 1)	370.196	2060.976	0.180	≤ 0.360	○
地震時 (水位 2)	1225.021	2060.976	0.594	> 0.470	×
施工時	234.104	2060.976	0.114	≤ 0.470	○

・せん断照査において、地震時が満足しないためせん断補強筋にて対応する。

(ii) せん断補強筋の検討

A. 豎壁

斜め引張鉄筋の計算

下流 L 型 側壁

地震時

コンクリートのみでせん断力を負担することができないため、斜め引張鉄筋を下式により算定する。

$$\tau_{a1} : \text{コンクリートの許容せん断応力度} \quad \tau_{a1} = 0.36 \text{ N/mm}^2$$

$$d : \text{部材断面の有効高} \quad d = 2000 \text{ mm}$$

$$b : \text{部材断面幅} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

$$a : \text{斜め引張鉄筋の部材軸方向間隔} \quad a = 250 \text{ mm}$$

$$\sigma_{Sa} : \text{斜め引張鉄筋の許容引張応力度} \quad \sigma_{Sa} = 223.4 \text{ N/mm}^2$$

$$S : \text{部材断面に作用するせん断力} \quad S = 982240 \text{ N}$$

S_c : コンクリートが負担するせん断力

$$S_c = \frac{1}{2} \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot d = 360000 \text{ N}$$

S_h' : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋が負担するせん断力

$$S_h' = S - S_c = 622240 \text{ N}$$

A_w : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋の断面積

$$A_w = \frac{1.15 \cdot S_h' \cdot a}{\sigma_{Sa} \cdot d} = 400.4 \text{ mm}^2$$

スターラップ D16 2本

D16本を軸方向に250ピッチで配置する。

$$A_s = 4.022\text{cm} > A_w = 4.004\text{cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

B. 底版

下流 L 型 底板 かかと

地震時

コンクリートのみでせん断力を負担することができないため、斜め引張鉄筋を下式により算定する。

$$\tau_{a1} : \text{コンクリートの許容せん断応力度} \quad \tau_{a1} = 0.36 \text{ N/mm}^2$$

$$d : \text{部材断面の有効高} \quad d = 2063 \text{ mm}$$

$$b : \text{部材断面幅} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

a : 斜め引張鉄筋の部材軸方向間隔 a = 250 mm
 σSa : 斜め引張鉄筋の許容引張応力度 σSa = 223.4 N/mm²
 S : 部材断面に作用するせん断力 S = 1225021 N
 Sc : コンクリートが負担するせん断力

$$Sc = \frac{1}{2} \cdot \tau a_1 \cdot b \cdot d = 371340 \text{ N}$$

Sh' : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋が負担するせん断力

$$Sh' = S - Sc = 853681 \text{ N}$$

Aw : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋の断面積

$$Aw = \frac{1.15 \cdot Sh' \cdot a}{\sigma Sa \cdot d} = 532.5 \text{ mm}^2$$

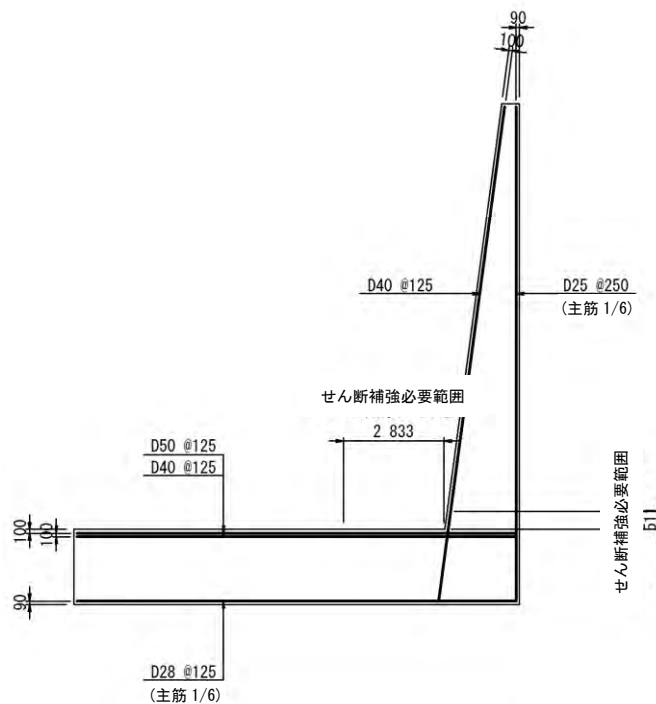
スターラップ D16 4本

D16本を軸方向に250ピッチで配置する。

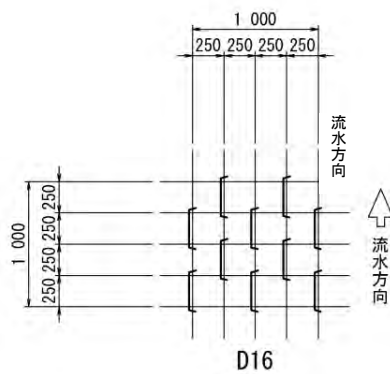
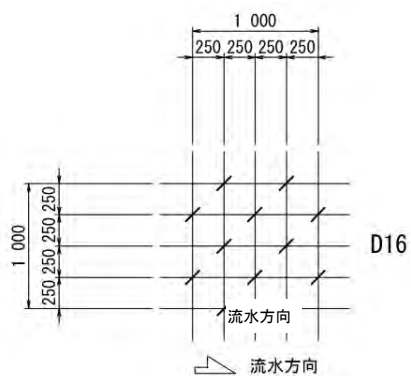
$$As = 8.044\text{cm} > Aw = 5.325\text{cm} \quad \text{OK}$$

(f) 配筋要領 (L型擁壁)

(i) 配筋要領図



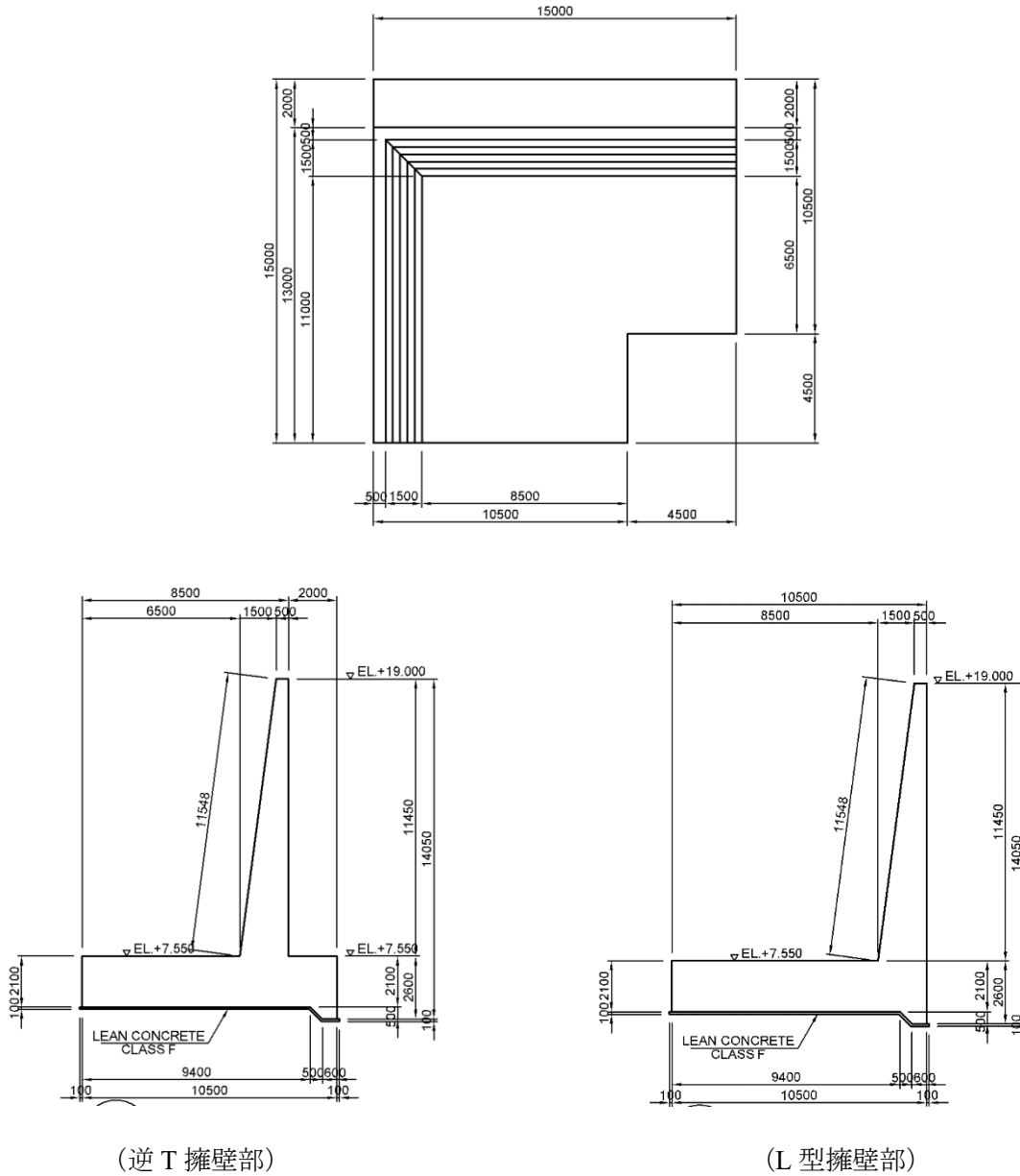
(ii) せん断補強筋配置



9) 上流側翼壁（右岸側）

(a) 検討方針

翼壁横断方向を逆 T 擁壁部、流水方向ウイング部を L 型擁壁部として検討を行う。



出典：調査団

図 7.3.23 上流側翼壁構造寸法図

(b) 計算ケース

計算ケースは、「常時」「地震時」「施工時」の3ケースとする。荷重ケースは安定計算と同じに設定する。

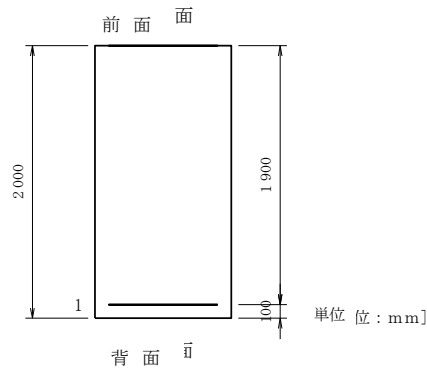
(c) 断面計算結果（逆T擁壁）

以下に断面照査結果を示す。詳細計算書は別冊の構造計算書に示す。

(i) 断面計算結果

A. 豎壁

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—
背面	1	10.0	D40	12.566	8.000	100.528
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 93.562 (cm²)

【曲げ応力度の照査】

荷重状態 (水位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 (水位 1)	2670.846	0.000	62.109	5.081	≤ 8.280	156.927	≤ 168.000	○
地震時 (水位 2)	3441.258	0.000	62.109	6.546	≤ 11.010	202.192	≤ 223.400	○
施工時	1873.239	0.000	62.109	3.563	≤ 11.010	110.063	≤ 223.400	○

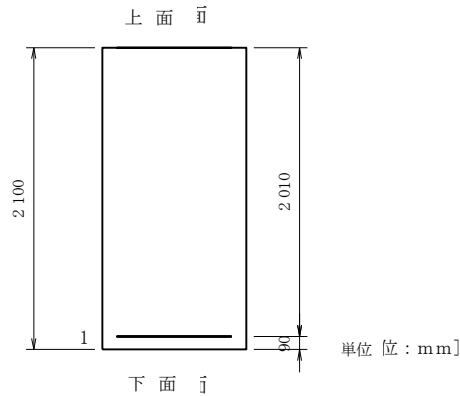
【せん断応力度の照査】

荷重状態 (水位)	せん断力 Sh(kN)	有効高 d(cm)	せん断応力度(N/mm ²)			判定
			計算値τ	許容値 τa1	許容値 τa2	
常時 (水位 1)	700.037	190.000	0.368	> 0.360	1.700	×
地震時 (水位 2)	904.774	190.000	0.476	> 0.470	2.260	×
施工時	470.978	190.000	0.248	≤ 0.470	2.260	○

せん断照査において、常時、地震時が満足しないためせん断補強筋にて対応する。

B. 底版つま先

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—
下面	1	9.0	D28	6.158	4.000	24.632
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 22.515 (cm²)

【曲げ応力度の照査】

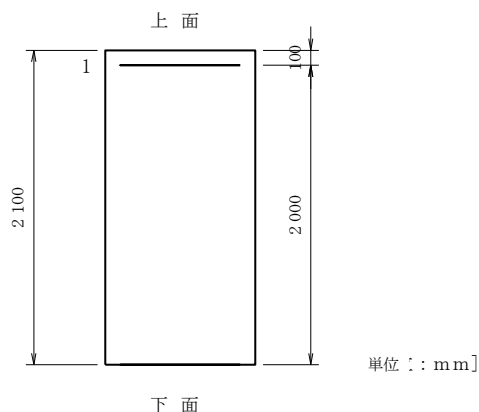
荷重状態 (水位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 (水位 1)	482.692	35.017	1.456	≦ 8.280	103.508	≦ 168.000	○
地震時 (水位 2)	954.663	35.017	2.879	≦ 11.010	204.716	≦ 223.400	○
施工時	336.434	35.017	1.015	≦ 11.010	72.144	≦ 223.400	○

【せん断応力度の照査】

荷重状態 (水位)	せん断力 Sh(kN)	有効高 d(mm)	せん断応力度(N/mm ²)		判定
			計算値τ	許容値 τal	
常時 (水位 1)	231.633	2010.000	0.115	≦ 0.360	○
地震時 (水位 2)	466.964	2010.000	0.232	≦ 0.470	○
施工時	158.165	2010.000	0.079	≦ 0.470	○

C. 底版かかと

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 114.042 (cm²)

【曲げ応力度の照査】

荷重状態（水位）	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判 定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時（水位 1）	2176.631	76.340	3.267	≦ 8.280	79.383	≦ 168.000	○
地震時（水位 2）	4523.467	76.340	6.790	≦ 11.010	164.973	≦ 223.400	○
施工時	1003.951	76.340	1.507	≦ 11.010	36.614	≦ 223.400	○

【せん断応力度の照査】

荷重状態（水 位）	せん断力 Sh(kN)	有効高 d(mm)	せん断応力度(N/mm ²)		判 定
			計算値τ	許容値 τal	
常時（水位 1）	493.815	2000.000	0.247	≦ 0.360	○
地震時（水位 2）	1087.237	2000.000	0.544	≦ 0.470	×
施工時	246.202	2000.000	0.123	≦ 0.470	○

せん断照査において、地震時が満足しないためせん断補強筋にて対応する。

(ii) せん断補強筋の検討

A. 縦壁

斜め引張鉄筋の計算

上流 逆 T 側壁

常時

コンクリートのみでせん断力を負担することができないため、斜め引張鉄筋を下式により算定する。

$$\tau_{a1} : \text{コンクリートの許容せん断応力度} \quad \tau_{a1} = 0.36 \text{ N/mm}^2$$

$$d : \text{部材断面の有効高} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

$$b : \text{部材断面幅} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

$$a : \text{斜め引張鉄筋の部材軸方向間隔} \quad a = 250 \text{ mm}$$

$$\sigma_{Sa} : \text{斜め引張鉄筋の許容引張応力度} \quad \sigma_{Sa} = 168 \text{ N/mm}^2$$

$$S : \text{部材断面に作用するせん断力} \quad S = 700037 \text{ N}$$

S_c : コンクリートが負担するせん断力

$$S_c = \frac{1}{2} \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot d = 342000 \text{ N}$$

S_h' : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋が負担するせん断力

$$S_h' = S - S_c = 358037 \text{ N}$$

A_w : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋の断面積

$$A_w = \frac{1.15 \cdot S_h' \cdot a}{\sigma_{Sa} \cdot d} = 322.5 \text{ mm}^2$$

スターラップ D16 2本

D16本を軸方向に 250 ピッチで配置する。

$$A_s = 4.022\text{cm} > A_w = 3.225\text{cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

地震時

コンクリートのみでせん断力を負担することができないため、斜め引張鉄筋を下式により算定する。

$$\tau_{a1} : \text{コンクリートの許容せん断応力度} \quad \tau_{a1} = 0.36 \text{ N/mm}^2$$

$$d : \text{部材断面の有効高} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

$$b : \text{部材断面幅} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

$$a : \text{斜め引張鉄筋の部材軸方向間隔} \quad a = 250 \text{ mm}$$

$$\sigma_{Sa} : \text{斜め引張鉄筋の許容引張応力度} \quad \sigma_{Sa} = 223.4 \text{ N/mm}^2$$

$$S : \text{部材断面に作用するせん断力} \quad S = 904774 \text{ N}$$

Sc : コンクリートが負担するせん断力

$$Sc = \frac{1}{2} \cdot \tau a1 \cdot b \cdot d = 342000 \text{ N}$$

Sh' : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋が負担するせん断力

$$S' = S - Sc = 562774 \text{ N}$$

Aw : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋の断面積

$$Aw = \frac{1.15 \cdot S' \cdot a}{\sigma Sa \cdot d} = 381.2 \text{ mm}^2$$

スターラップ D16 2本

D16本を軸方向に 250 ピッチで配置する。

$$As = 4.022\text{cm} > Aw = 3.812\text{cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

B. 底版かかと

下流 逆 T 底版かかと

地震時

コンクリートのみでせん断力を負担することができないため、斜め引張鉄筋を下式により算定する。

$$\tau a1 : \text{コンクリートの許容せん断応力度} \quad \tau a1 = 0.36 \text{ N/mm}^2$$

$$d : \text{部材断面の有効高} \quad d = 2000\text{mm}$$

$$b : \text{部材断面幅} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

$$a : \text{斜め引張鉄筋の部材軸方向間隔} \quad a = 250 \text{ mm}$$

$$\sigma Sa : \text{斜め引張鉄筋の許容引張応力度} \quad \sigma Sa = 223.4 \text{ N/mm}^2$$

$$S : \text{部材断面に作用するせん断力} \quad S = 1087237 \text{ N}$$

Sc : コンクリートが負担するせん断力

$$Sc = \frac{1}{2} \cdot \tau a1 \cdot b \cdot d = 360000 \text{ N}$$

Sh' : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋が負担するせん断力

$$S' = S - Sc = 727237 \text{ N}$$

Aw : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋の断面積

$$Aw = \frac{1.15 \cdot S' \cdot a}{\sigma Sa \cdot d} = 468 \text{ mm}^2$$

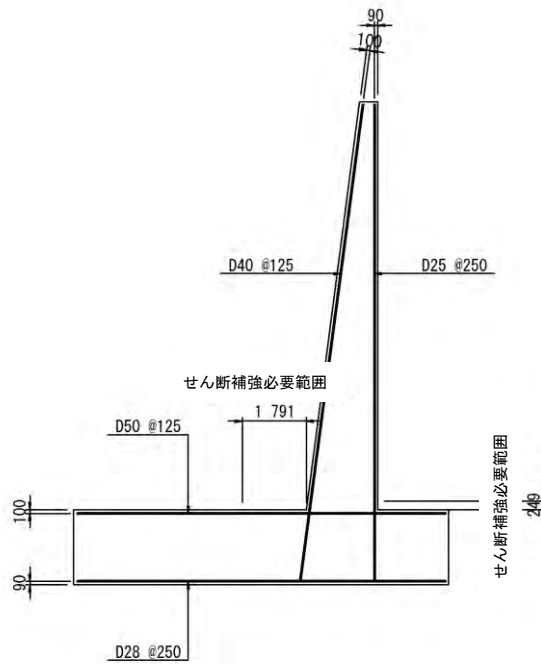
スターラップ D16 4本

D16本を軸方向に 250 ピッチで配置する。

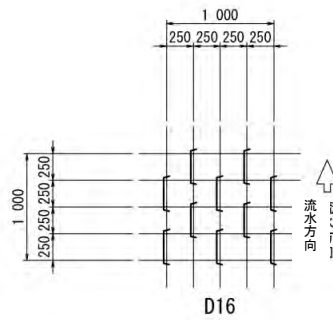
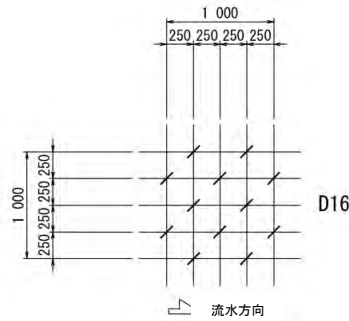
$$As = 8.044\text{cm} > Aw = 4.680\text{cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

(d) 配筋要領（逆T擁壁）

(i) 配筋要領図



(ii) せん断補強筋配置



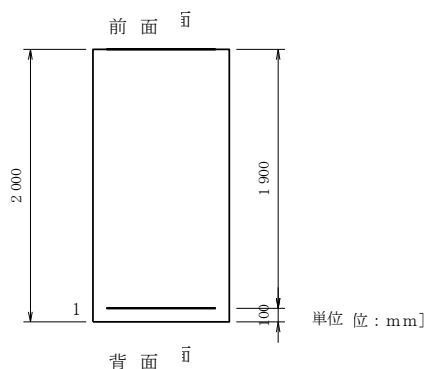
(e) 断面計算結果（L型擁壁）

以下に断面照査結果を示す。詳細計算書は別冊の構造計算書に示す。

(i) 断面計算結果

A. 縦壁

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
前面	1'	—	—	—	—	
	2'	—	—	—	—	
背面	1	10.0	D40	12.566	8.000	100.528
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 93.562 (cm²)

【曲げ応力度の照査】

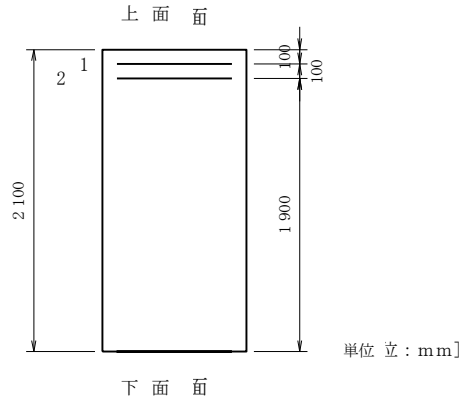
荷重状態 (水位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 (水位 1)	2670.846	0.000	62.109	5.081	≤ 8.280	156.927	≤ 168.000	○
地震時 (水位 2)	3441.258	0.000	62.109	6.546	≤ 11.010	202.192	≤ 223.400	○
施工時	1873.239	0.000	62.109	3.563	≤ 11.010	110.063	≤ 223.400	○

【せん断応力度の照査】

荷重状態 (水位)	せん断力 Sh(kN)	有効高 d(cm)	せん断応力度(N/mm ²)			判定
			計算値τ	許容値 τa1	許容値 τa2	
常時 (水位 1)	700.037	190.000	0.368	> 0.360	1.700	×
地震時 (水位 2)	904.774	190.000	0.476	> 0.470	2.130	×
施工時	470.978	190.000	0.248	≤ 0.470	2.130	○

・せん断照査において、常時、地震時が満足しないためせん断補強筋にて対応する。

B. 底版
【鉄筋配置】



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	D50	19.635	8.000	157.080
	2	D40	12.566	8.000	100.528
下面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 194.791 (cm²)

【曲げ応力度の照査】

荷重状態 (水位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 (水位 1)	3331.691	90.388	4.436	≤ 8.280	80.691	≤ 168.000	○
地震時 (水位 2)	7114.140	90.388	9.472	≤ 11.010	172.299	≤ 223.400	○
施工時	1752.945	90.388	2.334	≤ 11.010	42.455	≤ 223.400	○

【せん断応力度の照査】

荷重状態 (水位)	せん断力 Sh(kN)	有効高 d(mm)	せん断応力度(N/mm ²)		判定
			計算値τ	許容値 τa1	
常時 (水位 1)	442.824	1960.976	0.226	≤ 0.360	○
地震時 (水位 2)	1230.753	1960.976	0.628	≤ 0.470	×
施工時	232.829	1960.976	0.119	≤ 0.470	○

・せん断照査において、地震時が満足しないためせん断補強筋にて対応する。

(ii) せん断補強筋の検討

A. 豎壁

斜め引張鉄筋の計算

上流 L 型 側壁

常時

コンクリートのみでせん断力を負担することができないため、斜め引張鉄筋を下式により算定する。

$$\tau_{a1} : \text{コンクリートの許容せん断応力度} \quad \tau_{a1} = 0.36 \text{ N/mm}^2$$

$$d : \text{部材断面の有効高} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

$$b : \text{部材断面幅} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

$$a : \text{斜め引張鉄筋の部材軸方向間隔} \quad a = 250 \text{ mm}$$

$$\sigma_{Sa} : \text{斜め引張鉄筋の許容引張応力度} \quad \sigma_{Sa} = 168 \text{ N/mm}^2$$

$$S : \text{部材断面に作用するせん断力} \quad S = 700037 \text{ N}$$

S_c : コンクリートが負担するせん断力

$$S_c = \frac{1}{2} \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot d = 342000 \text{ N}$$

$S_{h'}$: 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋が負担するせん断力

$$S_{h'} = S - S_c = 358037 \text{ N}$$

A_w : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋の断面積

$$A_w = \frac{1.15 \cdot S_{h'} \cdot a}{\sigma_{Sa} \cdot d} = 322.5 \text{ mm}^2$$

スターラップ D16 2本

D16本を軸方向に250ピッチで配置する。

$$A_s = 4.022\text{cm} > A_w = 3.225\text{cm} \quad \text{OK}$$

地震時

コンクリートのみでせん断力を負担することができないため、斜め引張鉄筋を下式により算定する。

$$\tau_{a1} : \text{コンクリートの許容せん断応力度} \quad \tau_{a1} = 0.36 \text{ N/mm}^2$$

$$d : \text{部材断面の有効高} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

$$b : \text{部材断面幅} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

$$a : \text{斜め引張鉄筋の部材軸方向間隔} \quad a = 250 \text{ mm}$$

$$\sigma_{Sa} : \text{斜め引張鉄筋の許容引張応力度} \quad \sigma_{Sa} = 223.4 \text{ N/mm}^2$$

$$S : \text{部材断面に作用するせん断力} \quad S = 904774 \text{ N}$$

S_c : コンクリートが負担するせん断力

$$S_c = \frac{1}{2} \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot d = 342000 \text{ N}$$

$S_{h'}$: 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋が負担するせん断力

$$S_{h'} = S - S_c = 562774 \text{ N}$$

Aw : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋の断面積

$$Aw = \frac{1.15 \cdot S' \cdot a}{\sigma Sa \cdot d} = 381.2 \text{ mm}^2$$

スターラップ D16 2本

D16本を軸方向に 250 ピッチで配置する。

$$As = 4.022\text{cm} > Aw = 3.812\text{cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

B. 底版

上流 L 型 底版かかと

地震時

コンクリートのみでせん断力を負担することができないため、斜め引張鉄筋を下式により算定する。

$$\tau a1 : \text{コンクリートの許容せん断応力度} \quad \tau a1 = 0.36 \text{ N/mm}^2$$

$$d : \text{部材断面の有効高} \quad d = 1960.976 \text{ mm}$$

$$b : \text{部材断面幅} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

$$a : \text{斜め引張鉄筋の部材軸方向間隔} \quad a = 250 \text{ mm}$$

$$\sigma Sa : \text{斜め引張鉄筋の許容引張応力度} \quad \sigma Sa = 223.4 \text{ N/mm}^2$$

$$S : \text{部材断面に作用するせん断力} \quad S = 1230753 \text{ N}$$

Sc : コンクリートが負担するせん断力

$$Sc = \frac{1}{2} \cdot \tau a1 \cdot b \cdot d = 352976 \text{ N}$$

Sh' : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋が負担するせん断力

$$S' = S - Sc = 877777 \text{ N}$$

Aw : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋の断面積

$$Aw = \frac{1.15 \cdot S' \cdot a}{\sigma Sa \cdot d} = 576.1 \text{ mm}^2$$

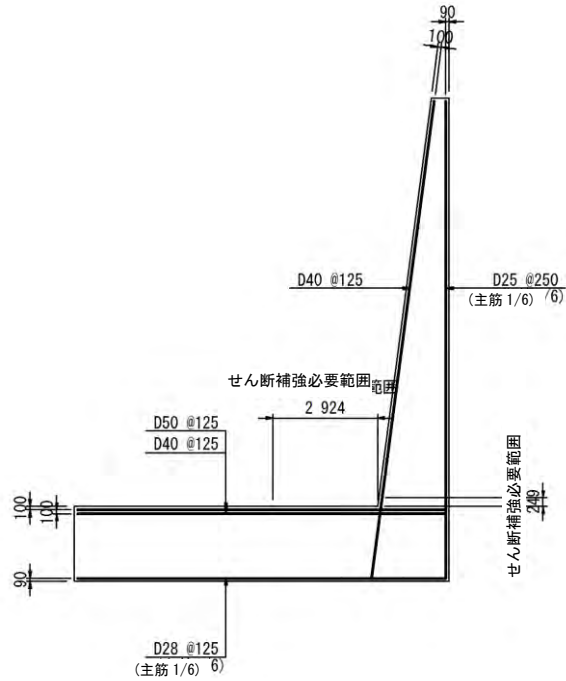
スターラップ D16 4本

D16本を軸方向に 250 ピッチで配置する。

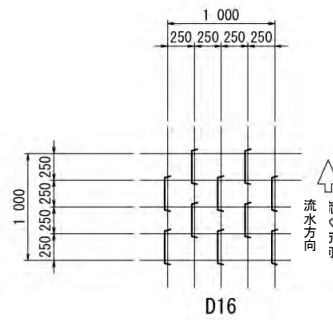
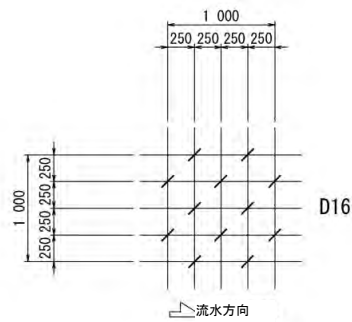
$$As = 8.044\text{cm} > Aw = 5.761\text{cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

(f) 配筋要領 (L型擁壁)

(i) 配筋要領図



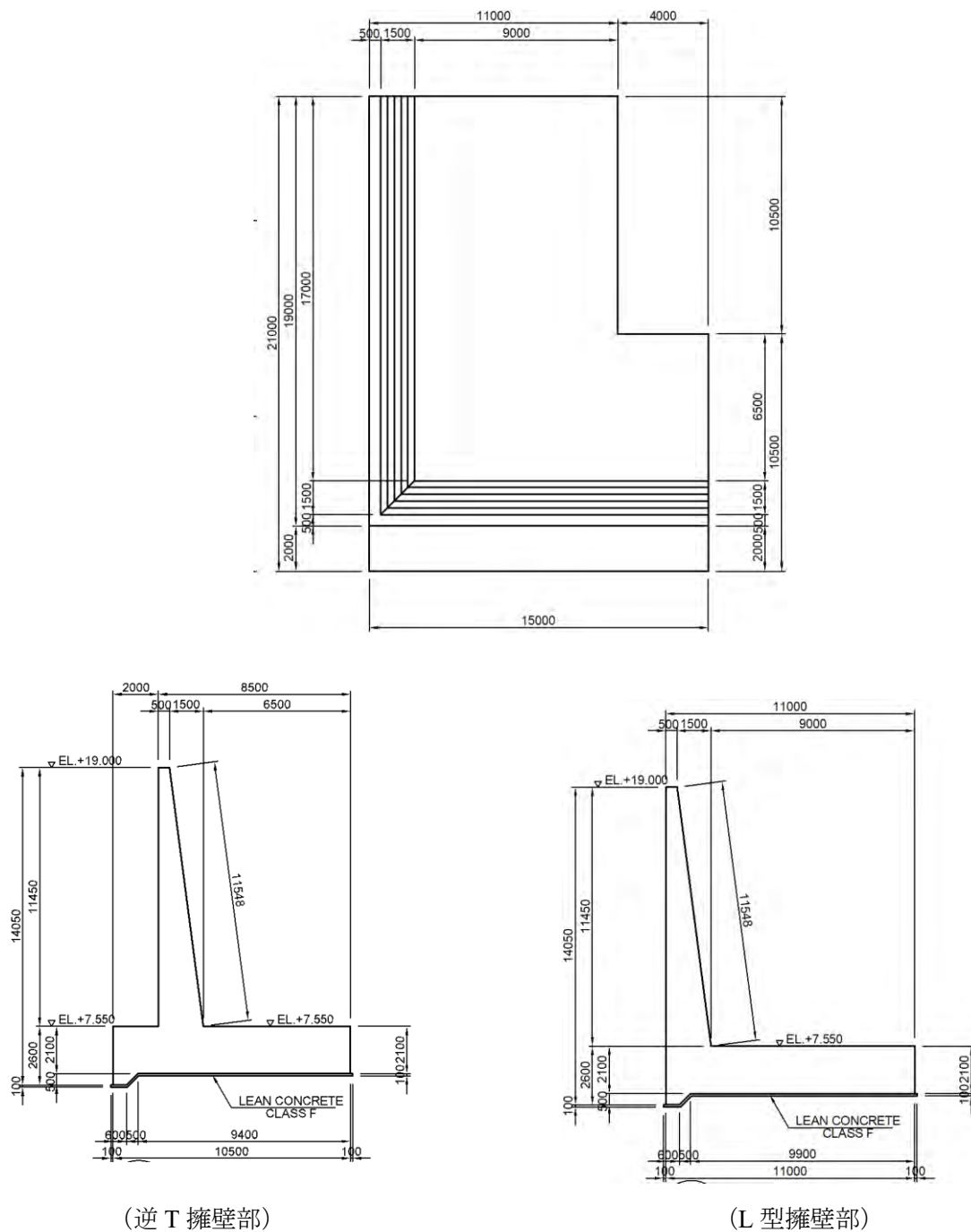
(ii) せん断補強筋配置



10) 上流側翼壁（左岸側）

(a) 検討方針

翼壁横断方向を逆 T 擁壁部、流水方向ウイング部を L 型擁壁部として検討を行う。



出典：調査団

図 7.3.24 上流側翼壁構造寸法図

(b) 計算ケース

計算ケースは、「常時」「地震時」「施工時」の3ケースとする。荷重ケースは安定計算と同じに設定する。

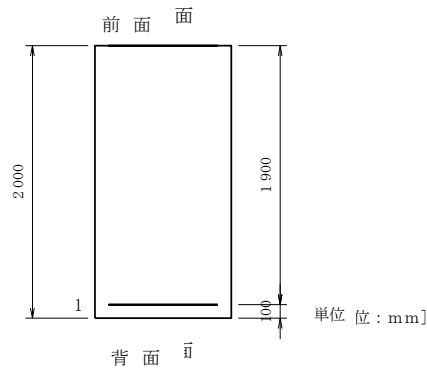
(c) 断面計算結果（逆T擁壁）

以下に断面照査結果を示す。詳細計算書は別冊の構造計算書に示す。

(i) 断面計算結果

A. 豎壁

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—
背面	1	10.0	D40	12.566	8.000	100.528
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 93.562 (cm²)

【曲げ応力度の照査】

荷重状態 (水位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 (水位 1)	2670.846	0.000	62.109	5.081	≤ 8.280	156.927	≤ 168.000	○
地震時 (水位 2)	3441.258	0.000	62.109	6.546	≤ 11.010	202.192	≤ 223.400	○
施工時	1873.239	0.000	62.109	3.563	≤ 11.010	110.063	≤ 223.400	○

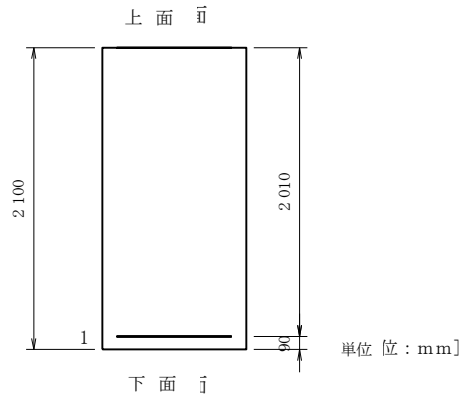
【せん断応力度の照査】

荷重状態 (水位)	せん断力 Sh(kN)	有効高 d(cm)	せん断応力度(N/mm ²)			判定
			計算値τ	許容値 τa1	許容値 τa2	
常時 (水位 1)	700.037	190.000	0.368	> 0.360	1.700	×
地震時 (水位 2)	904.774	190.000	0.476	> 0.470	2.260	×
施工時	470.978	190.000	0.248	≤ 0.470	2.260	○

せん断照査において、常時、地震時が満足しないためせん断補強筋にて対応する。

B. 底版つま先

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—
下面	1	9.0	D32	7.942	4.000	31.768
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 24.877 (cm²)

【曲げ応力度の照査】

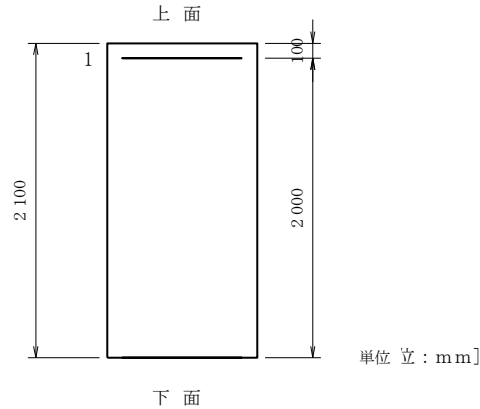
荷重状態 (水位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 (水位 1)	531.418	39.272	1.441	≤ 8.280	89.014	≤ 168.000	○
地震時 (水位 2)	1051.835	39.272	2.852	≤ 11.010	176.186	≤ 223.400	○
施工時	385.181	39.272	1.044	≤ 11.010	64.519	≤ 223.400	○

【せん断応力度の照査】

荷重状態 (水位)	せん断力 Sh(kN)	有効高 d(mm)	せん断応力度(N/mm ²)		判定
			計算値τ	許容値 τal	
常時 (水位 1)	255.517	2010.000	0.127	≤ 0.360	○
地震時 (水位 2)	516.132	2010.000	0.257	≤ 0.470	○
施工時	182.059	2010.000	0.091	≤ 0.470	○

C. 底版かかと

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 117.94 (cm²)

【曲げ応力度の照査】

荷重状態 (水位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 (水位 1)	2319.605	76.340	3.482	≤ 8.280	84.597	≤ 168.000	○
地震時 (水位 2)	4669.763	76.340	7.009	≤ 11.010	170.308	≤ 223.400	○
施工時	1147.060	76.340	1.722	≤ 11.010	41.834	≤ 223.400	○

【せん断応力度の照査】

荷重状態 (水位)	せん断力 Sh(kN)	有効高 d(mm)	せん断応力度(N/mm ²)		判定
			計算値τ	許容値 τa1	
常時 (水位 1)	518.345	2000.000	0.259	≤ 0.360	○
地震時 (水位 2)	1153.968	2000.000	0.577	> 0.470	×
施工時	270.759	2000.000	0.135	≤ 0.470	○

せん断照査において、地震時が満足しないためせん断補強筋にて対応する。

(ii) せん断補強筋の検討

A. 縦壁

斜め引張鉄筋の計算

上流 逆 T 側壁

常時

コンクリートのみでせん断力を負担することができないため、斜め引張鉄筋を下式により算定する。

$$\tau_{a1} : \text{コンクリートの許容せん断応力度} \quad \tau_{a1} = 0.36 \text{ N/mm}^2$$

$$d : \text{部材断面の有効高} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

$$b : \text{部材断面幅} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

$$a : \text{斜め引張鉄筋の部材軸方向間隔} \quad a = 250 \text{ mm}$$

$$\sigma_{Sa} : \text{斜め引張鉄筋の許容引張応力度} \quad \sigma_{Sa} = 168 \text{ N/mm}^2$$

$$S : \text{部材断面に作用するせん断力} \quad S = 700037 \text{ N}$$

S_c : コンクリートが負担するせん断力

$$S_c = \frac{1}{2} \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot d = 342000 \text{ N}$$

S_h' : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋が負担するせん断力

$$S_h' = S - S_c = 358037 \text{ N}$$

A_w : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋の断面積

$$A_w = \frac{1.15 \cdot S_h' \cdot a}{\sigma_{Sa} \cdot d} = 322.5 \text{ mm}^2$$

スターラップ D16 2本

D16本を軸方向に 250 ピッチで配置する。

$$A_s = 4.022\text{cm} > A_w = 3.225\text{cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

地震時

コンクリートのみでせん断力を負担することができないため、斜め引張鉄筋を下式により算定する。

$$\tau_{a1} : \text{コンクリートの許容せん断応力度} \quad \tau_{a1} = 0.36 \text{ N/mm}^2$$

$$d : \text{部材断面の有効高} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

$$b : \text{部材断面幅} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

$$a : \text{斜め引張鉄筋の部材軸方向間隔} \quad a = 250 \text{ mm}$$

$$\sigma_{Sa} : \text{斜め引張鉄筋の許容引張応力度} \quad \sigma_{Sa} = 223.4 \text{ N/mm}^2$$

$$S : \text{部材断面に作用するせん断力} \quad S = 904774 \text{ N}$$

Sc : コンクリートが負担するせん断力

$$Sc = \frac{1}{2} \cdot \tau a1 \cdot b \cdot d = 342000 \text{ N}$$

Sh' : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋が負担するせん断力

$$Sh' = S - Sc = 562774 \text{ N}$$

Aw : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋の断面積

$$Aw = \frac{1.15 \cdot Sh' \cdot a}{\sigma Sa \cdot d} = 381.2 \text{ mm}^2$$

スターラップ D16 2本

D16本を軸方向に250ピッチで配置する。

$$As = 4.022\text{cm} > Aw = 3.812\text{cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

B. 底版かかと

下流 逆 T 底版かかと

地震時

コンクリートのみでせん断力を負担することができないため、斜め引張鉄筋を下式により算定する。

$$\tau a1 : \text{コンクリートの許容せん断応力度} \quad \tau a1 = 0.36 \text{ N/mm}^2$$

$$d : \text{部材断面の有効高} \quad d = 2000\text{mm}$$

$$b : \text{部材断面幅} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

$$a : \text{斜め引張鉄筋の部材軸方向間隔} \quad a = 250 \text{ mm}$$

$$\sigma Sa : \text{斜め引張鉄筋の許容引張応力度} \quad \sigma Sa = 223.4 \text{ N/mm}^2$$

$$S : \text{部材断面に作用するせん断力} \quad S = 1153969 \text{ N}$$

Sc : コンクリートが負担するせん断力

$$Sc = \frac{1}{2} \cdot \tau a1 \cdot b \cdot d = 360000 \text{ N}$$

Sh' : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋が負担するせん断力

$$Sh' = S - Sc = 793969 \text{ N}$$

Aw : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋の断面積

$$Aw = \frac{1.15 \cdot Sh' \cdot a}{\sigma Sa \cdot d} = 510.9 \text{ mm}^2$$

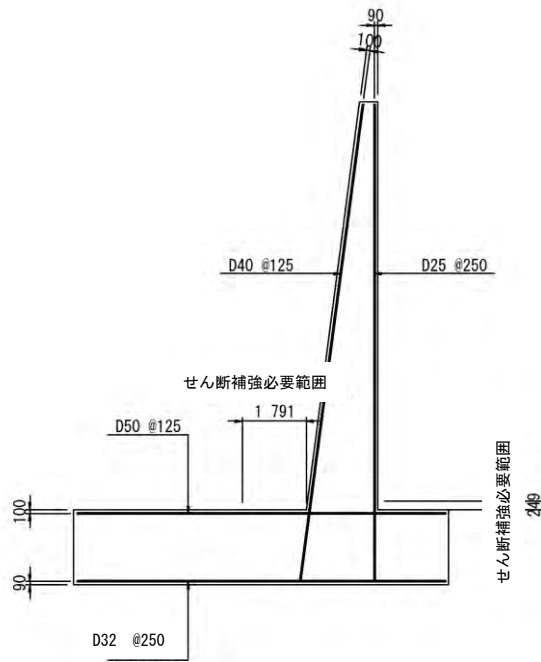
スターラップ D16 4本

D16本を軸方向に250ピッチで配置する。

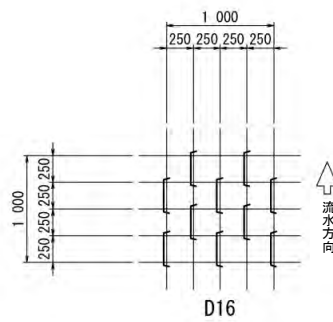
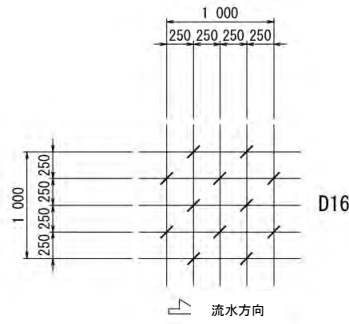
$$As = 8.044\text{cm} > Aw = 4.680\text{cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

(d) 配筋要領（逆T擁壁）

(i) 配筋要領図



(ii) せん断補強筋配置



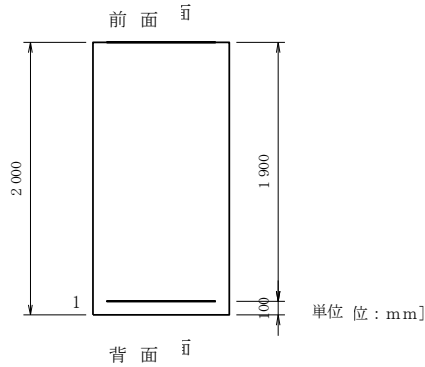
(e) 断面計算結果（L型擁壁）

以下に断面照査結果を示す。詳細計算書は別冊の構造計算書に示す。

(i) 断面計算結果

A. 縦壁

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
背面	1	10.0	D50	20.270	8.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 118.829 (cm²)

【曲げ応力度の照査】

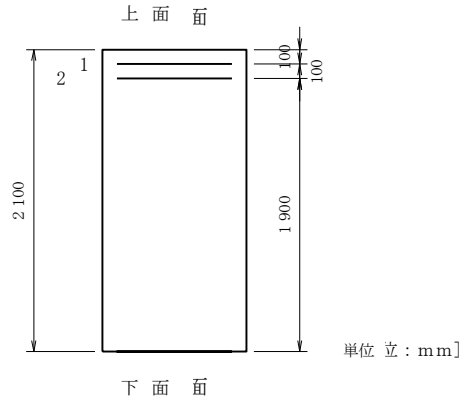
荷重状態 (水位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 (水位 1)	3351.881	0.000	74.854	5.427	≤ 8.280	125.227	≤ 168.000	○
地震時 (水位 2)	3954.629	0.000	74.854	6.403	≤ 11.010	147.746	≤ 223.400	○
施工時	2554.252	0.000	74.854	4.136	≤ 11.010	95.428	≤ 223.400	○

【せん断応力度の照査】

荷重状態 (水位)	せん断力 Sh(kN)	有効高 d(cm)	せん断応力度(N/mm ²)			判定
			計算値τ	許容値 τa1	許容値 τa2	
常時 (水位 1)	818.996	190.000	0.431	> 0.360	1.600	×
地震時 (水位 2)	994.109	190.000	0.523	> 0.470	2.130	×
施工時	589.937	190.000	0.310	≤ 0.470	2.130	○

・せん断照査において、常時、地震時が満足しないためせん断補強筋にて対応する。

B. 底版
【鉄筋配置】



単鉄筋

位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	10.0	D50	20.270	8.000	157.080
	2	20.0	D50	20.270	8.000	157.080
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 288.12 (cm²)

【曲げ応力度の照査】

荷重状態 (水位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 (水位 1)	5070.432	96.387	6.448	≤ 8.280	103.974	≤ 168.000	○
地震時 (水位 2)	8453.393	96.387	10.750	≤ 11.010	173.344	≤ 223.400	○
施工時	3465.530	96.387	4.407	≤ 11.010	71.064	≤ 223.400	○

【せん断応力度の照査】

荷重状態 (水 位)	せん断力 Sh(kN)	有効高 d(mm)	せん断応力度(N/mm ²)		判定
			計算値τ	許容値 τa1	
常時 (水位 1)	711.009	1950.000	0.365	> 0.360	×
地震時 (水位 2)	1347.748	1950.000	0.691	> 0.470	×
施工時	514.084	1950.000	0.264	≤ 0.470	○

・せん断照査において、常時、地震時が満足しないためせん断補強筋にて対応する。

(ii) せん断補強筋の検討

A. 豎壁

斜め引張鉄筋の計算

上流 L 型 側壁

常時

コンクリートのみでせん断力を負担することができないため、斜め引張鉄筋を下式により算定する。

$$\tau_{a1} : \text{コンクリートの許容せん断応力度} \quad \tau_{a1} = 0.36 \text{ N/mm}^2$$

$$d : \text{部材断面の有効高} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

$$b : \text{部材断面幅} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

$$a : \text{斜め引張鉄筋の部材軸方向間隔} \quad a = 250 \text{ mm}$$

$$\sigma_{Sa} : \text{斜め引張鉄筋の許容引張応力度} \quad \sigma_{Sa} = 168 \text{ N/mm}^2$$

$$S : \text{部材断面に作用するせん断力} \quad S = 994109 \text{ N}$$

S_c : コンクリートが負担するせん断力

$$S_c = \frac{1}{2} \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot d = 342000 \text{ N}$$

Sh' : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋が負担するせん断力

$$Sh' = S - S_c = 652109 \text{ N}$$

Aw : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋の断面積

$$Aw = \frac{1.15 \cdot Sh' \cdot a}{\sigma_{Sa} \cdot d} = 587.3 \text{ mm}^2$$

スターラップ D20 2本

D20 本を軸方向に 250 ピッチで配置する。

$$As = 6.284\text{cm} > Aw = 4.296\text{cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

地震時

コンクリートのみでせん断力を負担することができないため、斜め引張鉄筋を下式により算定する。

$$\tau_{a1} : \text{コンクリートの許容せん断応力度} \quad \tau_{a1} = 0.36 \text{ N/mm}^2$$

$$d : \text{部材断面の有効高} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

$$b : \text{部材断面幅} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

$$a : \text{斜め引張鉄筋の部材軸方向間隔} \quad a = 250 \text{ mm}$$

$$\sigma_{Sa} : \text{斜め引張鉄筋の許容引張応力度} \quad \sigma_{Sa} = 223.4 \text{ N/mm}^2$$

$$S : \text{部材断面に作用するせん断力} \quad S = 904774 \text{ N}$$

S_c : コンクリートが負担するせん断力

$$S_c = \frac{1}{2} \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot d = 342000 \text{ N}$$

Sh' : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋が負担するせん断力

$$Sh' = S - S_c = 562774 \text{ N}$$

Aw : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋の断面積

$$Aw = \frac{1.15 \cdot Sh' \cdot a}{\sigma Sa \cdot d} = 381.2 \text{ mm}^2$$

スターラップ D16 2本

D16本を軸方向に 250 ピッチで配置する。

$$As = 4.022\text{cm} > Aw = 3.812\text{cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

B. 底版

上流 L 型 底版かかと

常時

コンクリートのみでせん断力を負担することができないため、斜め引張鉄筋を下式により算定する。

$$\tau a1 : \text{コンクリートの許容せん断応力度} \quad \tau a1 = 0.36 \text{ N/mm}^2$$

$$d : \text{部材断面の有効高} \quad d = 1960.976 \text{ mm}$$

$$b : \text{部材断面幅} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

$$a : \text{斜め引張鉄筋の部材軸方向間隔} \quad a = 250 \text{ mm}$$

$$\sigma Sa : \text{斜め引張鉄筋の許容引張応力度} \quad \sigma Sa = 168 \text{ N/mm}^2$$

$$S : \text{部材断面に作用するせん断力} \quad S = 994109 \text{ N}$$

Sc : コンクリートが負担するせん断力

$$Sc = \frac{1}{2} \cdot \tau a1 \cdot b \cdot d = 352976 \text{ N}$$

Sh' : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋が負担するせん断力

$$Sh' = S - Sc = 641133 \text{ N}$$

Aw : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋の断面積

$$Aw = \frac{1.15 \cdot Sh' \cdot a}{\sigma Sa \cdot d} = 559.5 \text{ mm}^2$$

スターラップ D16 4本

D16本を軸方向に 250 ピッチで配置する。

$$As = 8.044\text{cm} > Aw = 5.761\text{cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

地震時

コンクリートのみでせん断力を負担することができないため、斜め引張鉄筋を下式により算定する。

$$\tau a1 : \text{コンクリートの許容せん断応力度} \quad \tau a1 = 0.36 \text{ N/mm}^2$$

$$d : \text{部材断面の有効高} \quad d = 1960.976 \text{ mm}$$

$$b : \text{部材断面幅} \quad b = 1000 \text{ mm}$$

$$a : \text{斜め引張鉄筋の部材軸方向間隔} \quad a = 250 \text{ mm}$$

$$\sigma Sa : \text{斜め引張鉄筋の許容引張応力度} \quad \sigma Sa = 223.4 \text{ N/mm}^2$$

S : 部材断面に作用するせん断力 S = 1347748 N

Sc : コンクリートが負担するせん断力

$$Sc = \frac{1}{2} \cdot \tau a1 \cdot b \cdot d = 352976 \text{ N}$$

Sh' : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋が負担するせん断力

$$Sh' = S - Sc = 994772 \text{ N}$$

Aw : 間隔 a で配筋される斜め引張鉄筋の断面積

$$Aw = \frac{1.15 \cdot Sh' \cdot a}{\sigma Sa \cdot d} = 652.8 \text{ mm}^2$$

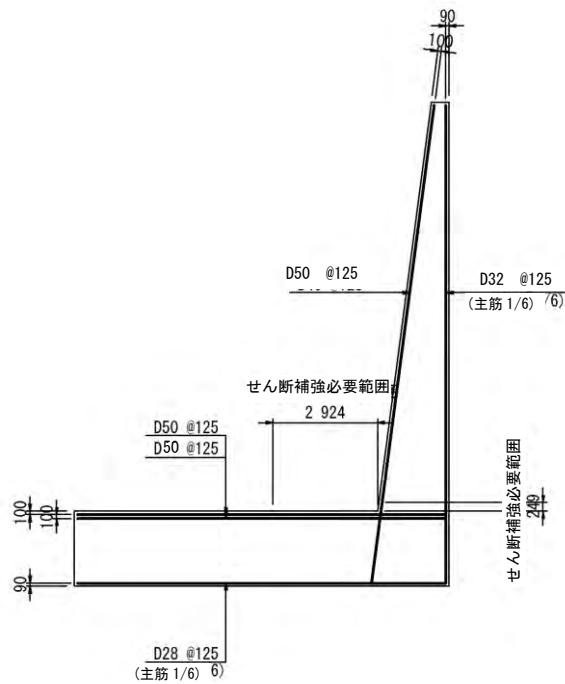
スターラップ D16 4 本

D16 本を軸方向に 250 ピッチで配置する。

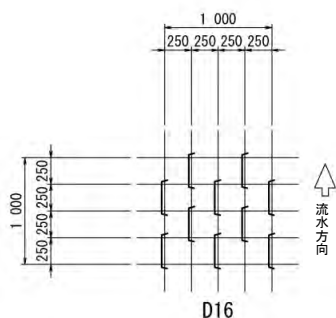
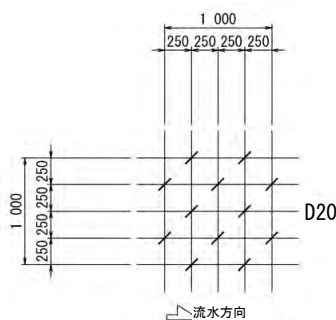
As = 8.044cm > Aw = 5.761cm OK

(f) 配筋要領 (L 型擁壁)

(i) 配筋要領図



(ii) せん断補強筋配置



7.3.2.4 本體工（L2 耐震設計）

(1) 設計基準

フィリピンでは河川構造物の地震時の最新の設計手法が未確立で、Phase-I-III での護岸設計では我が国の既往の設計手法（レベル 1 対応のみ）を採用したが、DPWH は本事業において我が国の最新の設計手法の導入を高く期待している。一方、2013 年にフィリピン国では、橋梁の耐震設計に関する基準書「DPWH LRFD Bridge Seismic Design Specifications（以下「BSDS」という）」（DPWH）が発行された。BSDS では、レベル 2 地震動への対応について記載されており、同基準書発行後に設置される新設橋梁はレベル 2 地震動を考慮した設計をすることになっている。

レベル 1 地震動とレベル 2 地震動に関して BDS には以下のように記述されており、日本におけるレベル 1 地震動とレベル 2 地震動の区分けと比較して、目的とする部分は共通しているといえる。

Level 1 Earthquake Ground Motion – The design earthquake considering seismic hazard from small to moderate earthquakes with high probability of occurrence during the bridge service life (taken as 100-year return), for seismic serviceability design objective to ensure normal bridge functions.

レベル 1 地震動-通常の橋梁の機能を確保する耐震保守設計を目的とした、橋梁の供用期間中に高い確率（100 年確率）で発生する小から中規模の地震による災害を考慮した設計地震

Level 2 Earthquake Ground Motion – The design earthquake considering a seismic hazard corresponding to an earthquake with a return period event of 1,000 years (seven percent probability of exceedance in 75 years), for life safety performance objective under a large earthquake.

レベル 2 地震動-大規模地震下において生命を守ることを目的とした、1000 年確率（75 年確率を超えるもののうち 7%）で発生する地震による災害を考慮した設計地震

出典：BSDS, DPWH, P2-2

BSDS は日本の最新の河川構造物設計を準用可能な基本的ガイドラインであるため、円借款事業として BDS と我が国の「河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説（以下「耐震指針(案)」という）」を基準に設計を行う。

参考図書を表 7.3.79 に示す。

表 7.3.79 参考図書

No.	図書名	発行年	出版元
①	LRFD Bridge Seismic Design Specifications	2013	DPWH
②	河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説 I.共通編	2012	日本
③	河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説 II.堤防編	〃	〃
④	河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説 III.自立式構造の特殊堤編	〃	〃
⑤	河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説 IV.水門・樋門及び堰編	〃	〃
⑥	柔構造樋門設計の手引き	1998	(財)国土開発技術研究センター
⑦	道路橋示方書・同解説 I共通編, IV下部構造編	2012	(社)日本道路協会
⑧	道路橋示方書・同解説 V耐震設計編	2002	国土交通省 河川局治水課

出典：調査団

(2) 耐震設計条件

1) 耐震性能の設定

『耐震指針(案)共通編』では、耐震性能の照査の基本として以下のことが明記されている。

河川構造物の耐震性能の照査においては、河川構造物の耐震性能及び耐震性能の照査に用いる地震動を適切に設定するとともに、適切な耐震性能の照査方法を用いるものとする。³

ここでは、耐震性能、耐震性能の照査に用いる地震動、耐震性能の照査方法について設定する。水門及び堰についての耐震性能は、『耐震指針(案)水門・樋門及び堰編』では、今回設計する MCGS

³ 河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説 I.共通編

は、治水上重要な施設と考え、保有すべき耐震性能は“耐震性能 2”とする。

表 7.3.80 のように設定されている。また、耐震性能は、治水上又は利水上重要な水門・堰については耐震性能 2 を、それ以外の水門については耐震性能 3 を確保するものとしてされている。

今回設計する MCGS は、治水上重要な施設と考え、保有すべき耐震性能は“耐震性能 2”とする。

表 7.3.80 耐震性能

耐震性能	求められる性能
耐震性能1	地震によって水門・樋門又は堰としての健全性を損なわない性能
耐震性能2	地震後においても、水門・樋門又は堰としての機能を保持する性能
耐震性能3	地震による損傷が限定的なものにとどまり、水門・樋門又は堰としての機能が速やかに行い得る性能

出典：耐震指針(案)・同解説 IV.水門・樋門及び堰編

2) 水位条件

L2 地震時の水位条件は、構造検討の低水位時の水位を採用する。概略図を表 7.3.81 に示す。

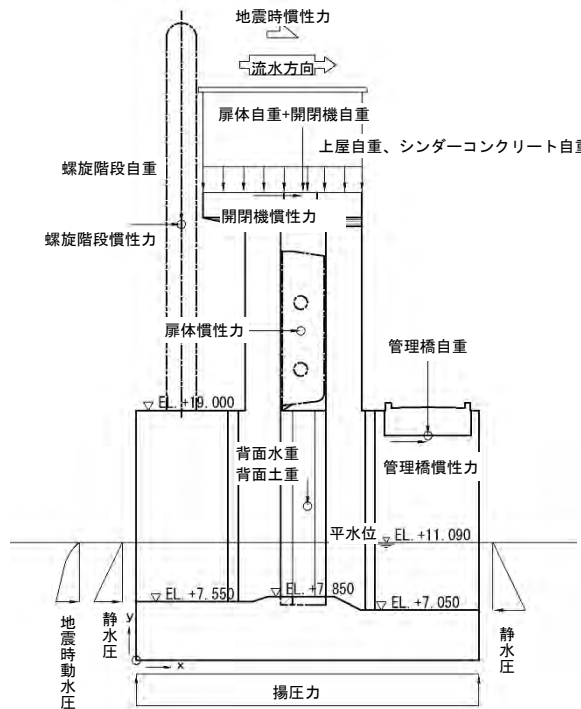
表 7.3.81 水位条件 (L2 地震時)

項目	諸元	備考
水位条件 (構造検討)	(低水位時) 上流側：EL. 17.400 m 下流側：EL. 11.003 m	- 下流側水位はRosario堰マリキナ川側観測水位より算定

出典：調査団

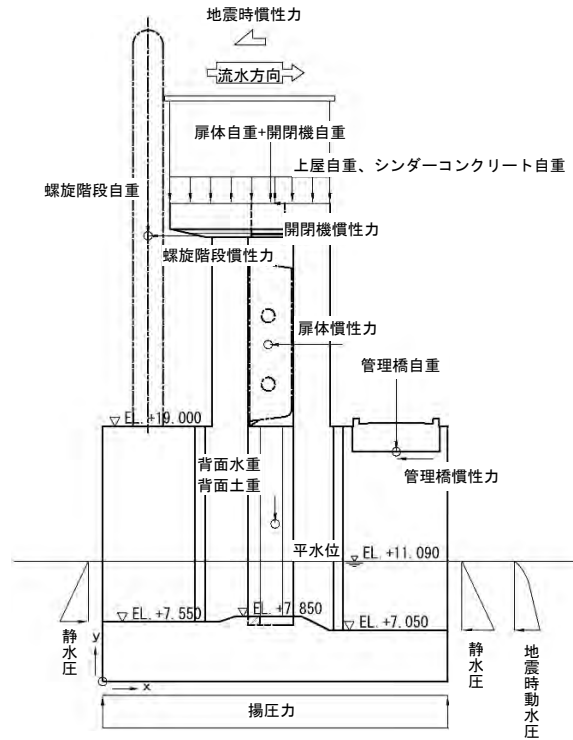
3) 荷重条件

水流方向の荷重図を図 7.3.25 及び図 7.3.26 に示す。



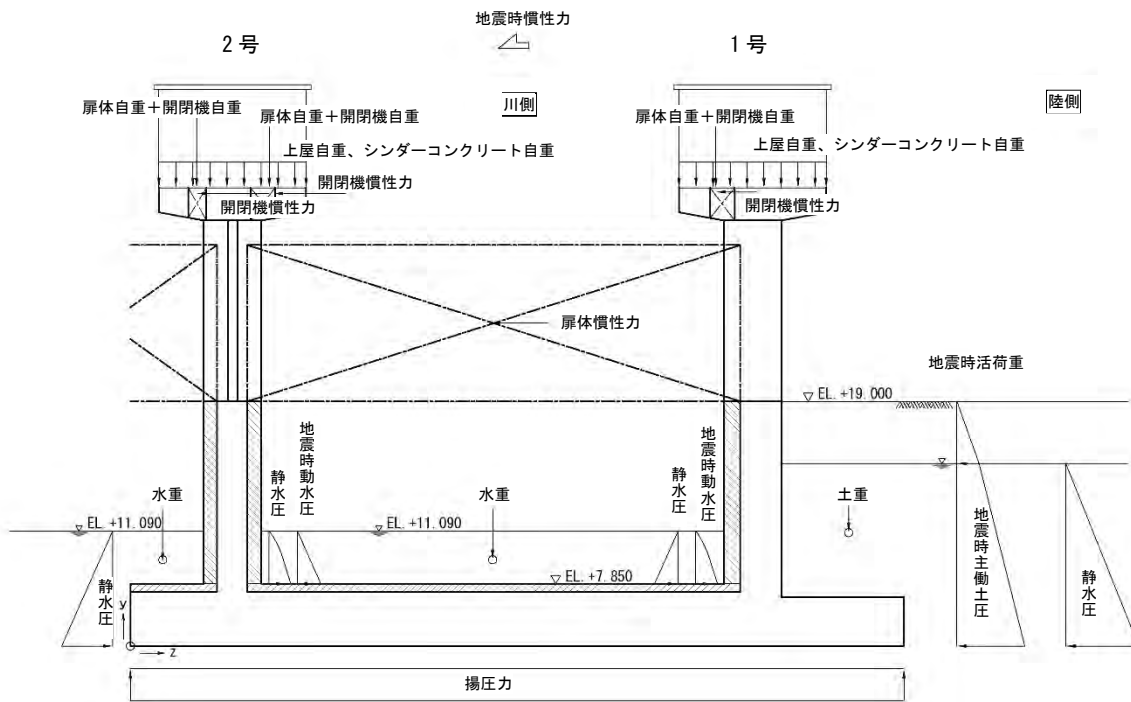
出典：調査団

図 7.3.25 水流方向荷重図（上流→下流方向載荷）



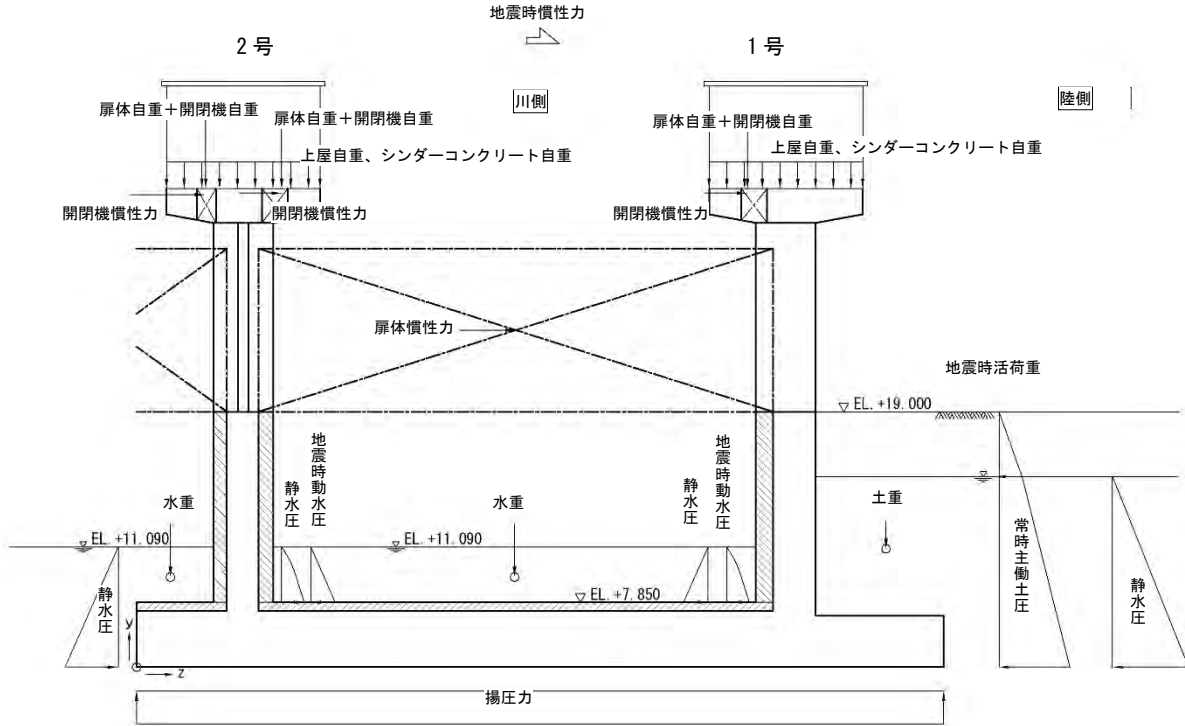
出典：調査団

図 7.3.26 水流方向荷重図（上流←下流方向載荷）



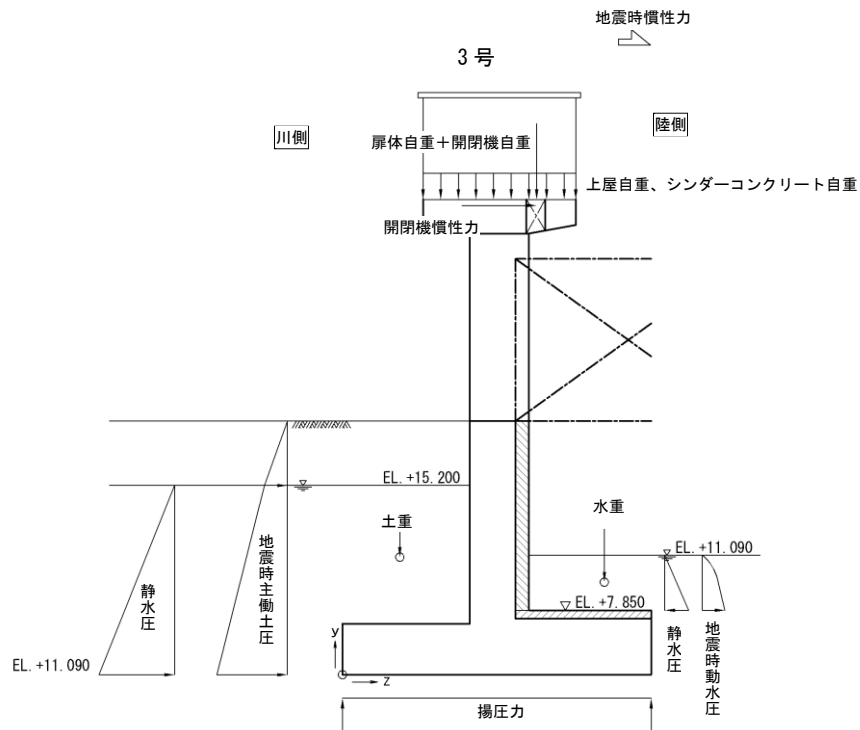
出典：調査団

図 7.3.27 1号、2号堰柱部水流直角方向荷重図（2号←1号方向載荷）



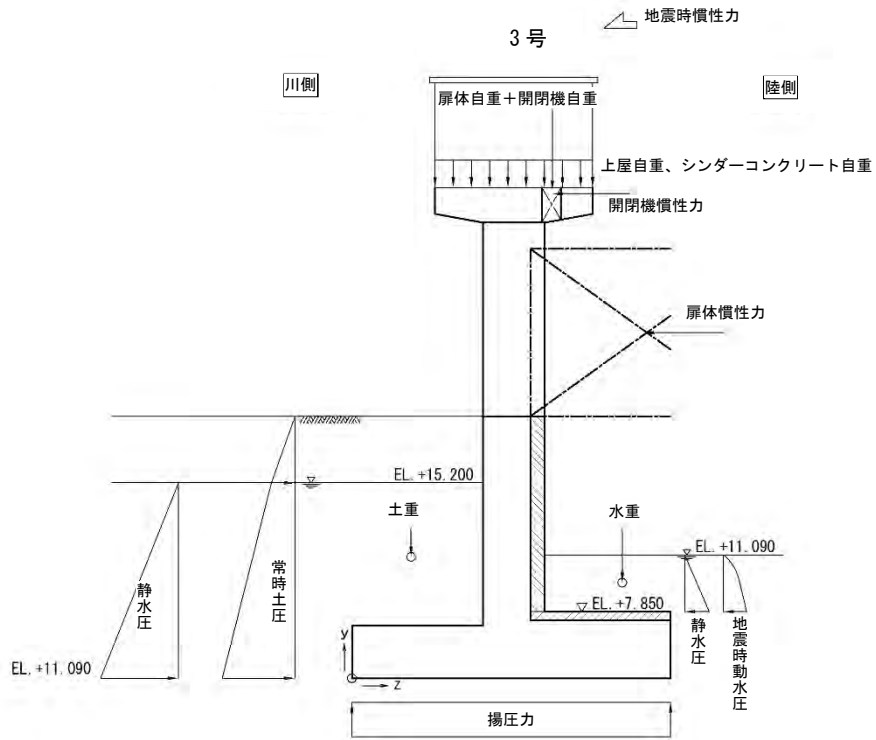
出典：調査団

図 7.3.28 1号、2号堰柱部水流直角方向荷重図（2号→1号方向載荷）



出典：調査団

図 7.3.29 3号堰柱部水流直角方向荷重図（川側→陸側方向載荷）

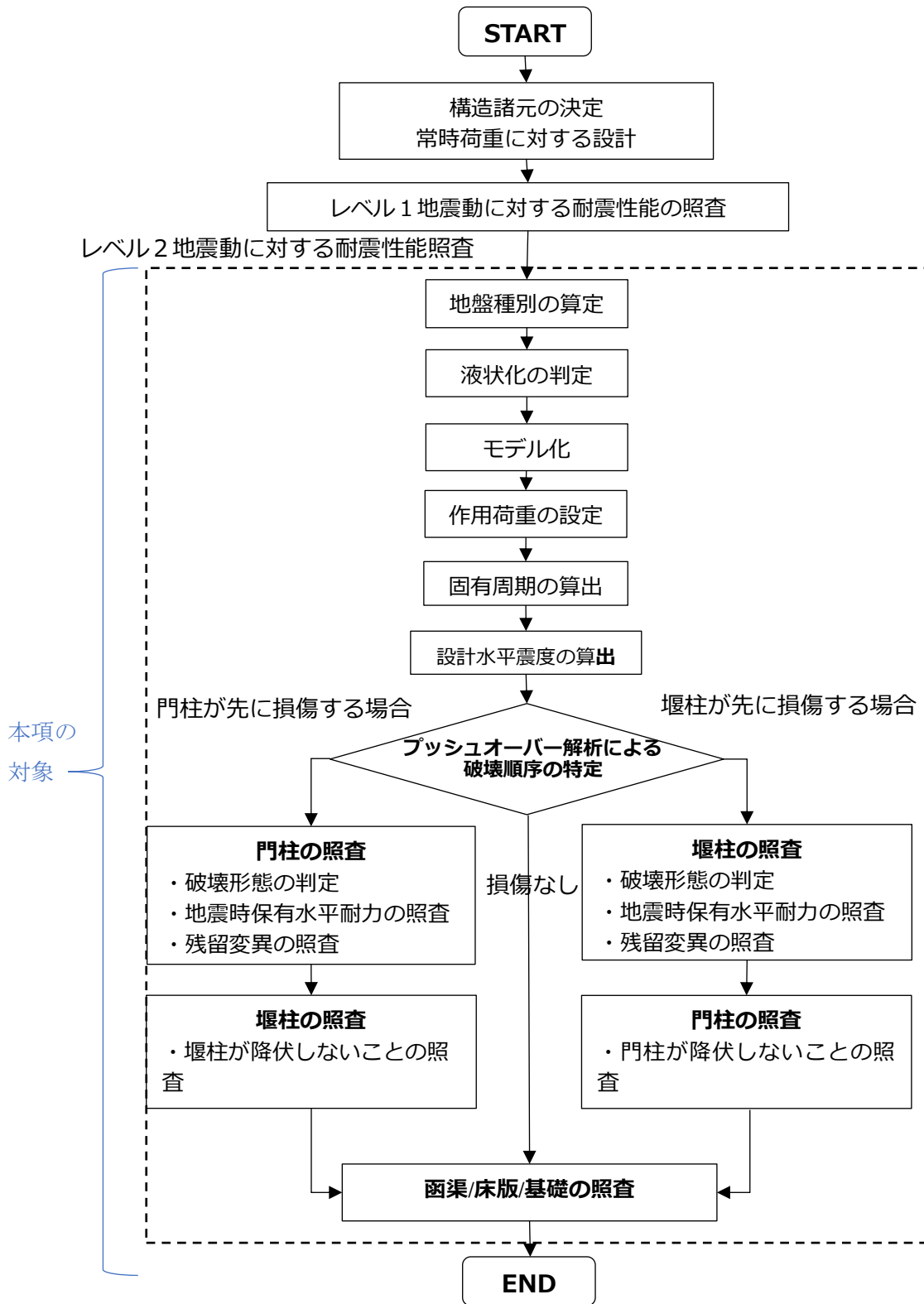


出典：調査団

図 7.3.30 3号堰柱部水流直角方向荷重図（川側←陸側方向載荷）

(3) 検討手法

検討手順を図 7.3.31 に示す。



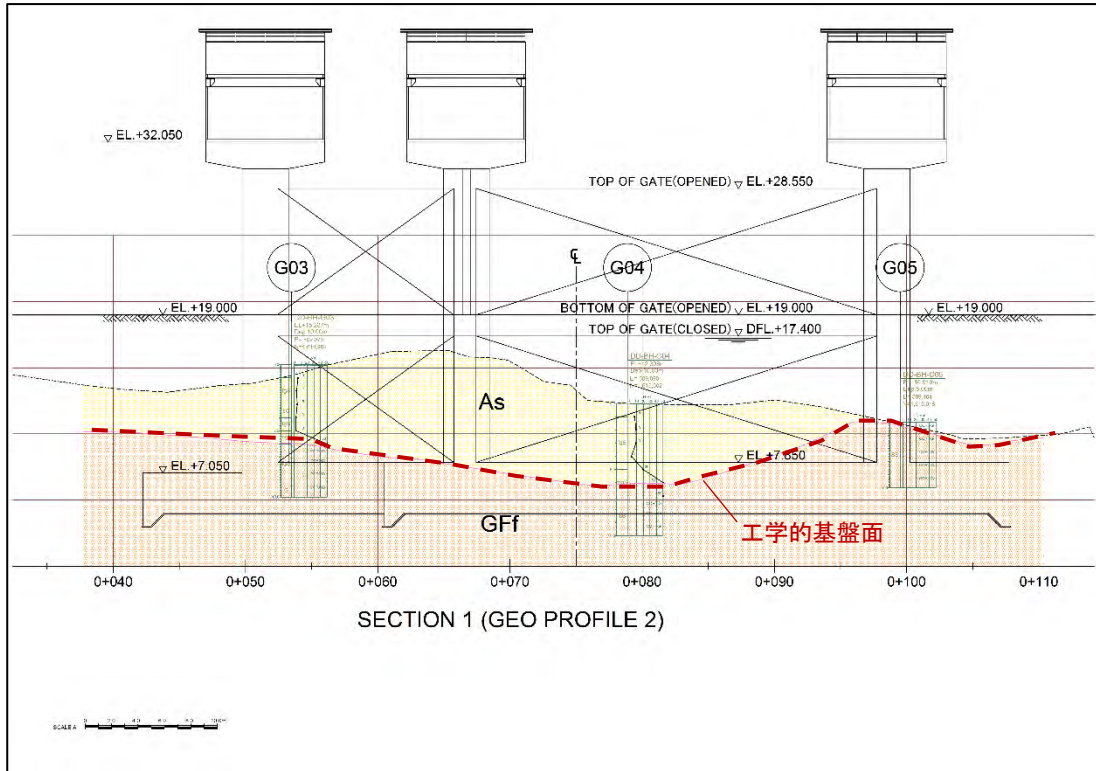
出典：調査団

図 7.3.31 検討手順

(4) 照査内容

1) 地盤種別の算定

MCGS 位置の地層縦断面図を図 7.3.30 に示す。工学的基盤面は N 値 50 の GF 層上面とする。



出典：調査団

図 7.3.32 地盤条件入り一般図

地盤種別については、BSDS の以下の記載に基づき、算定した。

$$T_G^i = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

- ここで、 V_{si} ：初期せん断弾性波速度
- 砂質土層 $V_s=80N^{1/3}$ 、粘性土層 $V_s=100N^{1/3}$
- N：各地層の N 値
- i：i 番目の土層の番号

表 7.3.82 地盤の特性値

地盤種別	地盤の特性値 T_G (s)
I 種	$T_G \leq 0.2$
II 種	$0.2 < T_G \leq 0.6$
III 種	$0.6 < T_G$

出典：BSDS, DPWH, P3-29

表 7.3.83 に MCGS 設置中央位置を代表として、DD-BH-G04 における地盤特性値 T_G の算定結果を示す。MCGS を構成する大部分の構造物の床付け面より下には基盤岩が現れると想定できることも考慮し、MCGS 設置地点の地盤は I 種地盤と判定できる。

表 7.3.83 地盤特性値 T_G の算定 (DD-BH-G04)

DD-BH-G04		土層区分						
地層番号	層厚	深度	地層	平均N値	砂質土	粘性土	平均せん断弾性波速度 V_{si} (m/s)	H_i/V_{si}
1	2.00	2.00	As	7.0	○		153.0	0.027
2	3.00	5.00	As	6.7	○		150.6	0.012
3	2.00	7.00	As	35.0	○		261.7	0.006
4	3.00	10.00	GFf	50.0	○			
							$\Sigma (H_i/V_{si})$	0.045
							$4 * \Sigma (H_i/V_{si})$	0.179
							地盤種別	I 種

出典：調査団

2) 液状化判定

BSDS の以下の記載に示す地盤については、液状化判定を実施する必要がある。

- 1) Saturated soil layer with depth less than 20 m below the ground surface and having ground water level higher than 10 m below the ground surface.
 - 2) Soil layer containing a fine content (FC) of 35% or less, or soil layer having plasticity index, I_p , less than 15, even if FC is larger than 35%.
 - 3) Soil layer having a mean particle size (D_{50}) of less than 10 mm and a particle size at 10% passing (D_{10}) (on the grading curve) is less than 1 mm.
- 1) 地下水位が現地盤面から 10m 以内にあり、かつ、現地盤面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層
 - 2) 細粒分含有率 FC が 35%以下の土層、又は、FC が 35%を超えても塑性指数 I_p が 15 以下の土層
 - 3) 平均粒径 D_{50} が 10mm 以下で、かつ、10%粒径 D_{10} が 1mm 以下である土層

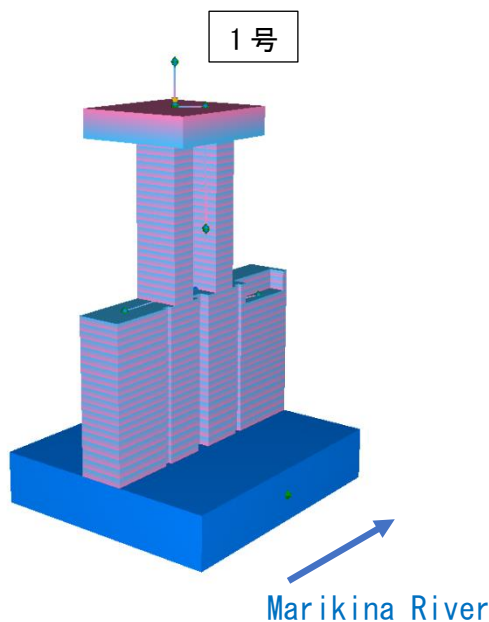
出典：BSDS, DPWH, P6-3 を調査団仮訳

MCGS 位置の想定地質断面図を図 7.3.32 に示す。基礎地盤は岩盤層 (GF 層) に着底していることから、液状化判定の対象外と判断した。

3) モデル化

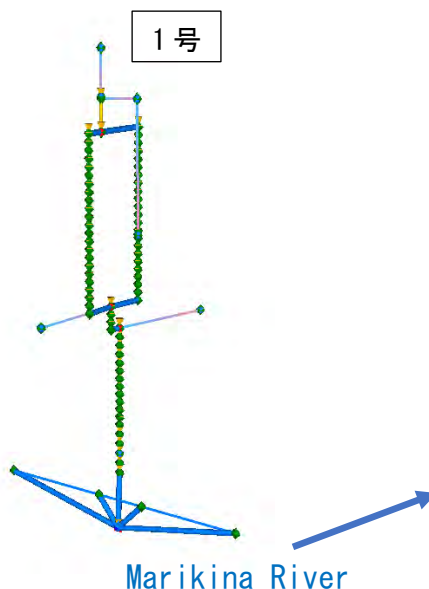
(a) 門柱・堰柱のモデル化

門柱・堰柱の解析モデルは1号堰柱及び2号～3号堰柱の2種類作成した。各モデルにおいて、非線形性を考慮した3次元の梁要素モデルを作成している。梁要素をソリッド表示したモデル図及びフレーム表示したモデル図を図 7.3.33～図 7.3.36 に示す。



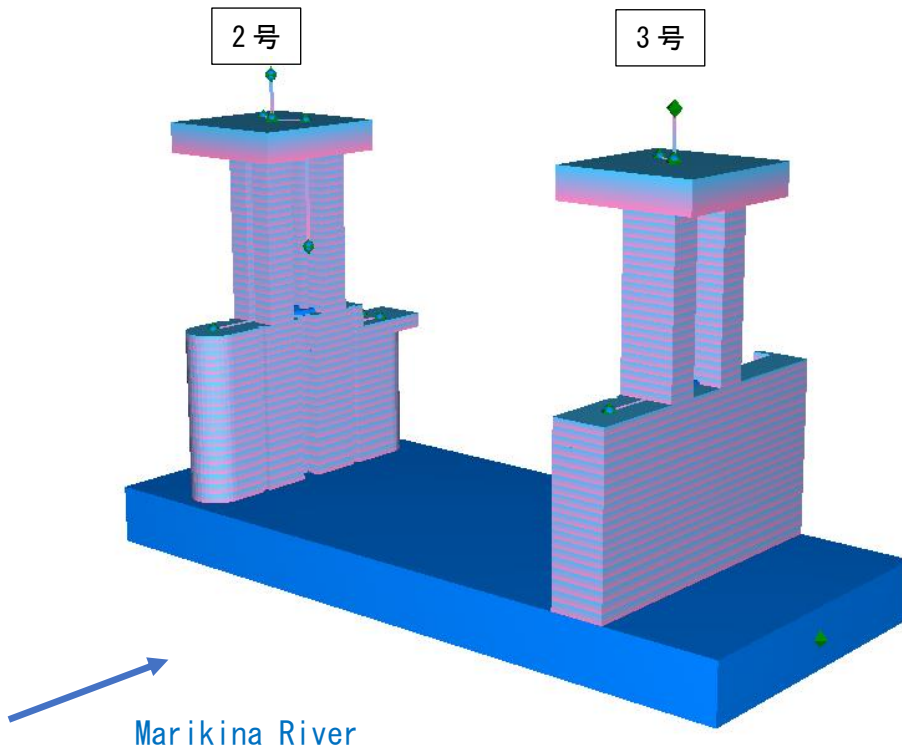
出典：調査団

図 7.3.33 1号堰柱解析モデル図（ソリッド要素）



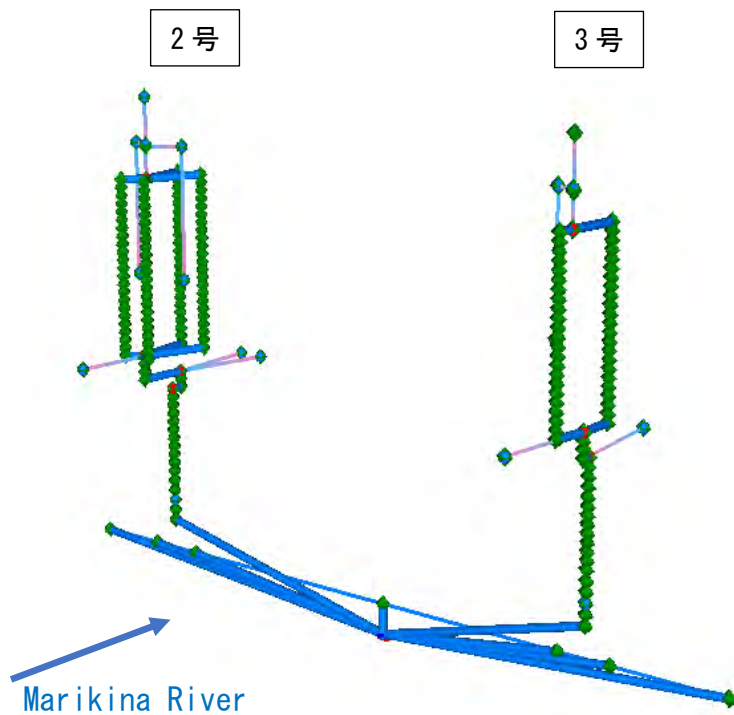
出典：調査団

図 7.3.34 1号堰柱解析モデル図（骨組み表示）



出典：調査団

図 7.3.35 2号～3号堰柱解析モデル図（ソリッド要素）

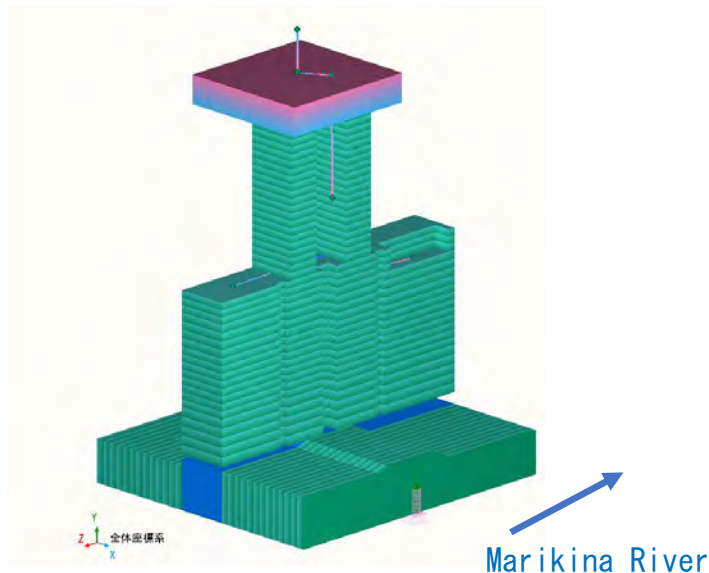


出典：調査団

図 7.3.36 2号～3号堰柱解析モデル図（骨組み表示）

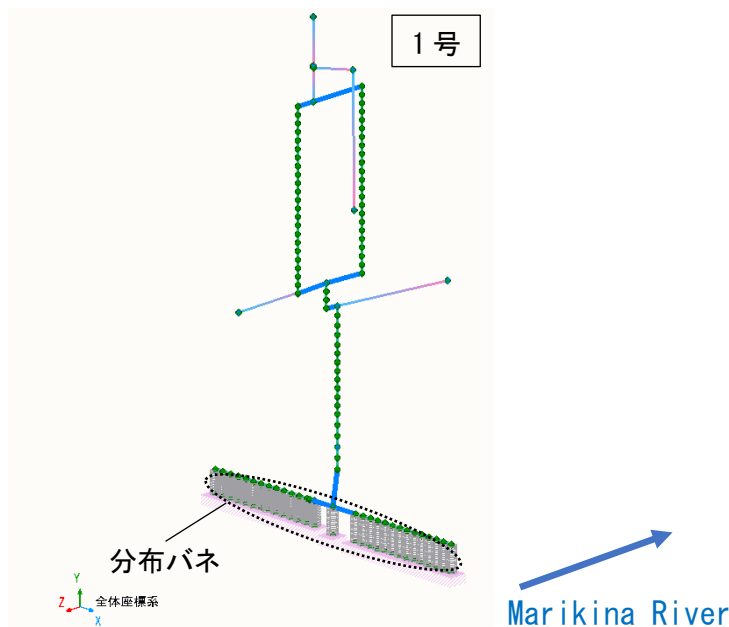
(b) 底版解析モデル

底版の解析モデルについても、門柱・堰柱の解析モデルと同様、1号堰柱部底版及び2号～3号堰柱部底版の2種類作成した。底版下部は分布ばねを設置し、底版に作用する荷重を算定するため、上部の門柱・堰柱部についても、門柱・堰柱の解析モデルと同等のモデル化を行っている。解析モデル図として、梁要素をソリッド表示したモデル図及びフレーム表示したモデル図を図 7.3.37～図 7.3.40 に示す。



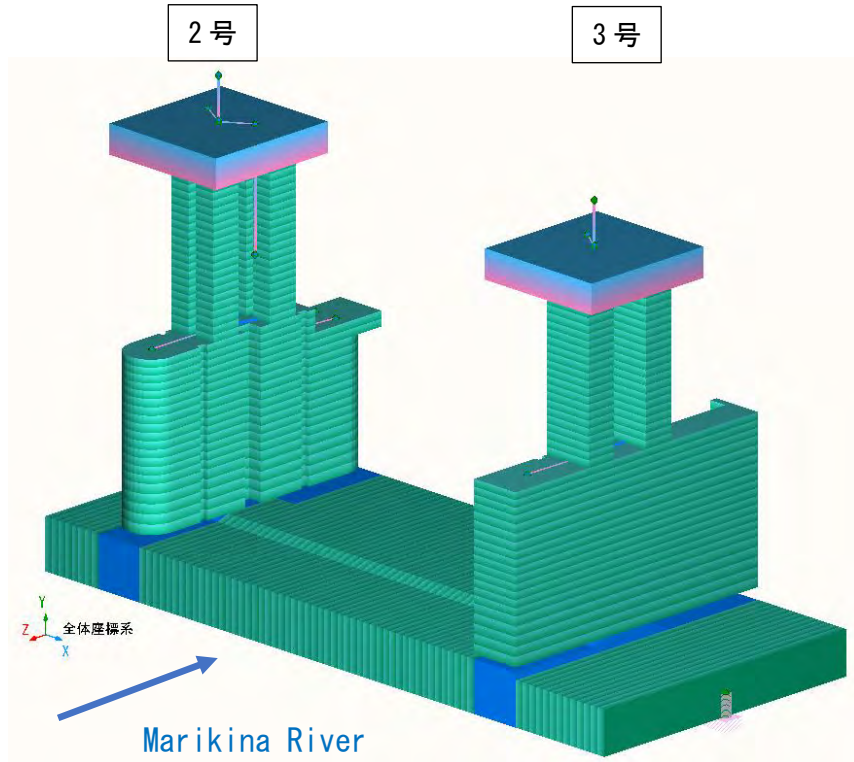
出典：調査団

図 7.3.37 1号堰柱部底版解析モデル図（ソリッド要素）



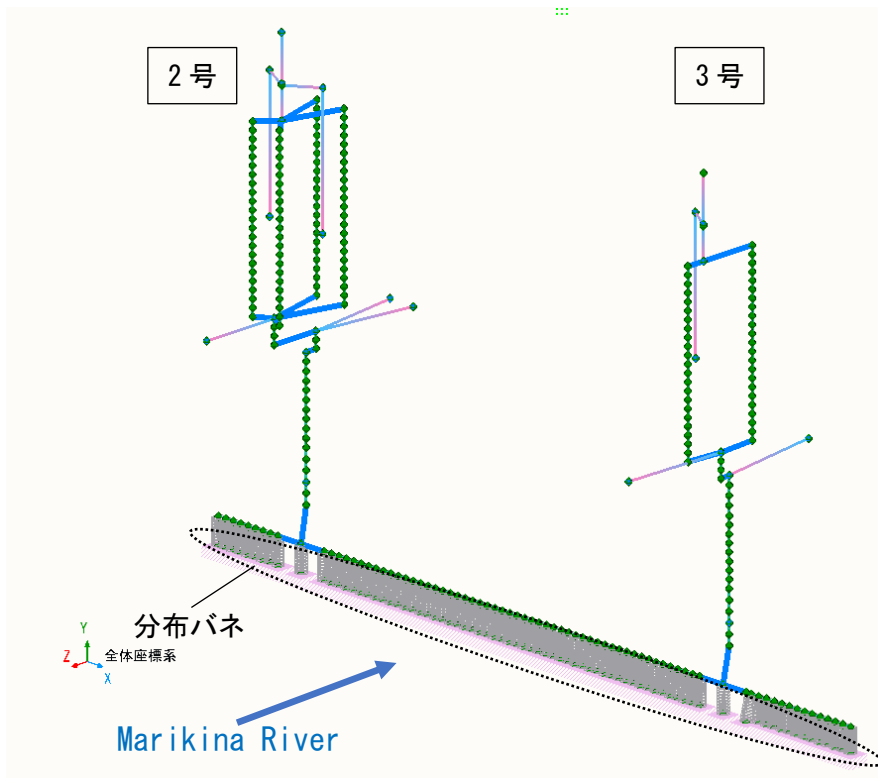
出典：調査団

図 7.3.38 1号堰柱部底版解析モデル図（骨組み表示）



出典：調査団

図 7.3.39 2号～3号堰柱部底板解析モデル図（ソリッド要素）



出典：調査団

図 7.3.40 2号～3号堰柱部底板解析モデル図（骨組み表示）

4) 作用荷重の算定

(a) 概要

表 7.3.84 に示す荷重を考慮する。次頁以降に詳細な荷重の設定内容を示す。

表 7.3.84 考慮する荷重

常時荷重	死荷重	躯体自重
		上屋自重
		シンダーコンクリート自重
		機械自重（ゲート、開閉機）
		螺旋階段自重
		管理橋自重
	静水圧	
	内水重	
	揚圧力	
	常時土圧	
	上載土重	
地震時荷重	慣性力	
	地震時土圧	
	地震時動水圧	

出典：調査団

(b) 常時荷重

常時荷重として、以下の荷重を考慮する。

- ・ 死荷重（躯体自重、上屋重量、シンダーコンクリート重量、ゲート重量、管理橋重量、階段重量、開閉機重量）
- ・ 静水圧、内水重、揚圧力
- ・ 常時土圧

上記荷重の算定結果及び荷重作用図を次頁以降に列記する。

(i) 死荷重

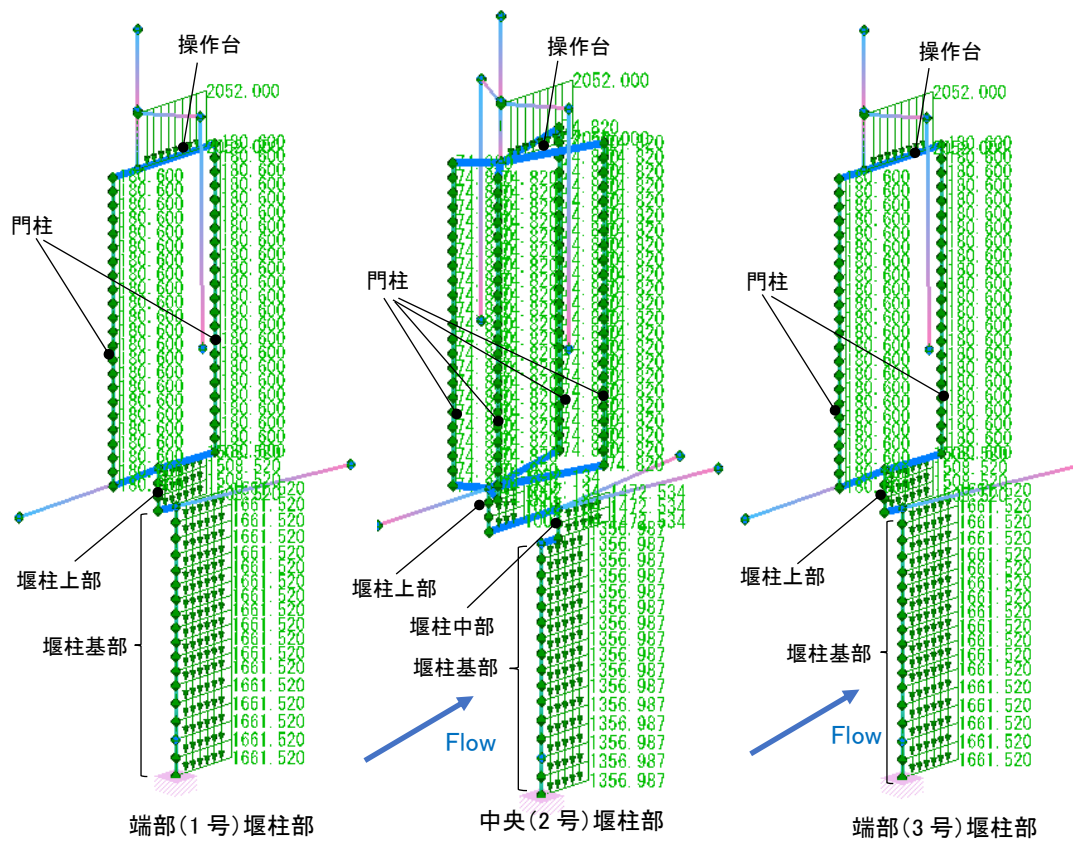
A. 躯体自重

躯体自重について、以下の荷重を考慮する。

表 7.3.85 自重一覧

部材		断面積 A(m ²)	単位体積 重量 γ(kN/m ³)	単位長 当り重量 P(kN/m)
操作台		85.500	24.0	2,052.000
門柱	1号、3号	7.525	24.0	180.600
	2号	3.118	24.0	74.832
堰柱	1号、3号	基部	24.0	1,648.560
		上部	24.0	1,495.560
	2号	基部	24.0	1,356.984
		中部	24.0	1,472.544
底版	一般部	24.0	1,757.304	
	端部	24.0	1,476.000	

出典：調査団

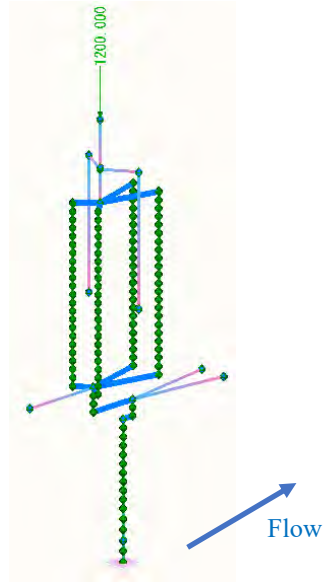


出典：調査団

図 7.3.41 自重作用図

B. 上屋自重

上屋重量は各堰柱部において、1,200kN とする。代表例として、2号堰柱における上屋重量の作用図を図 7.3.42 に示す。



出典：調査団

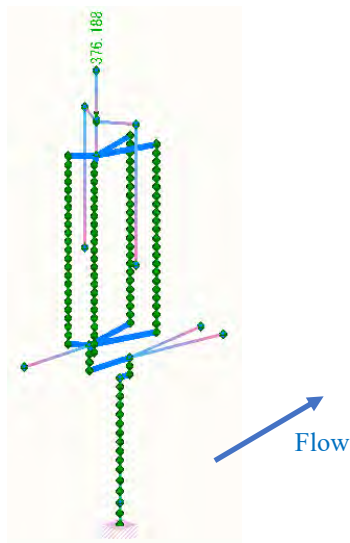
図 7.3.42 上屋重量作用図

① シンダーコンクリート自重

シンダーコンクリートの重量は各堰柱部とも厚さが 20cm であることから、以下の通り算定した。

$$W=23.5*9.20*8.70*0.20 = 376.188 \text{ kN}$$

代表例として、2号堰柱におけるシンダーコンクリート重量の作用図を図 7.3.43 に示す。

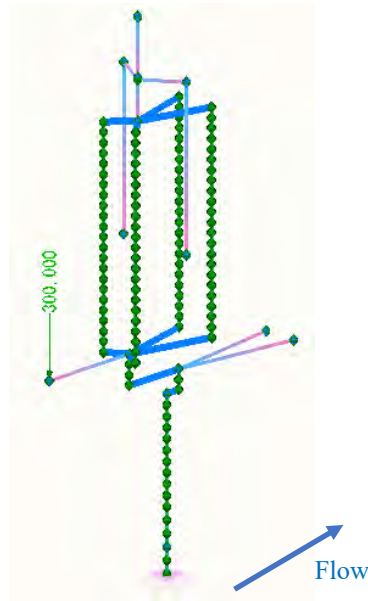


出典：調査団

図 7.3.43 シンダーコンクリート重量作用図

C. 階段重量

階段重量は各堰柱部において、300kN とする。代表例として、2号堰柱における階段重量の作用図を図 7.3.44 に示す。

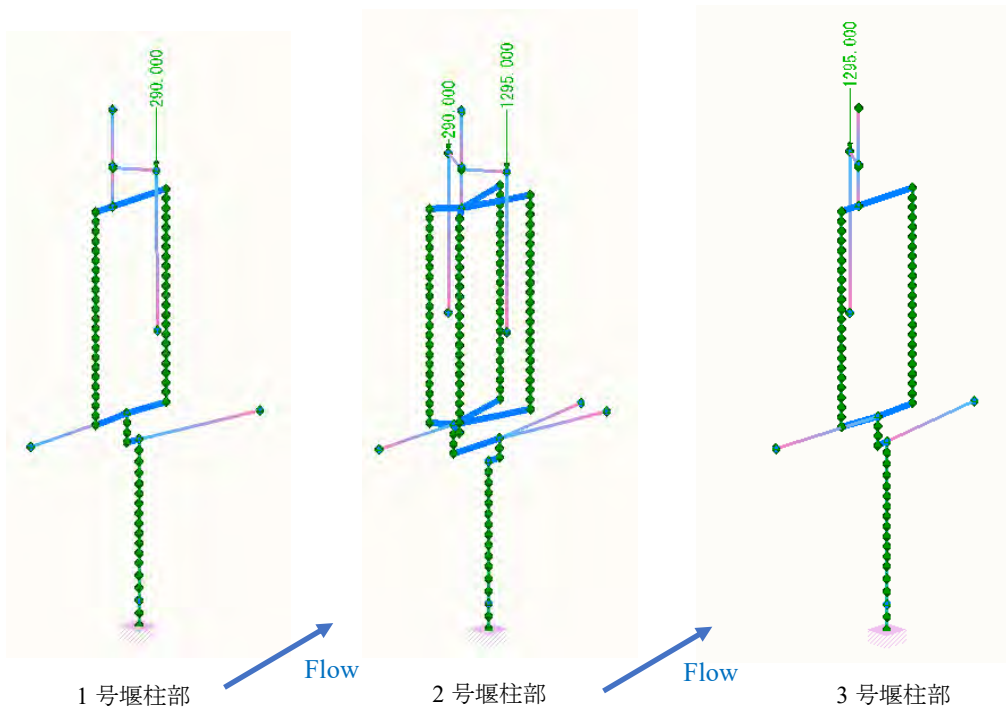


出典：調査団

図 7.3.44 階段重量作用図

D. ゲート重量

ゲート重量は1号～2号堰柱部は1支点当たり290kN、2号～3号堰柱部は1支点当たり1295kN とする。各堰柱部の荷重図を図 7.3.45 に示す。

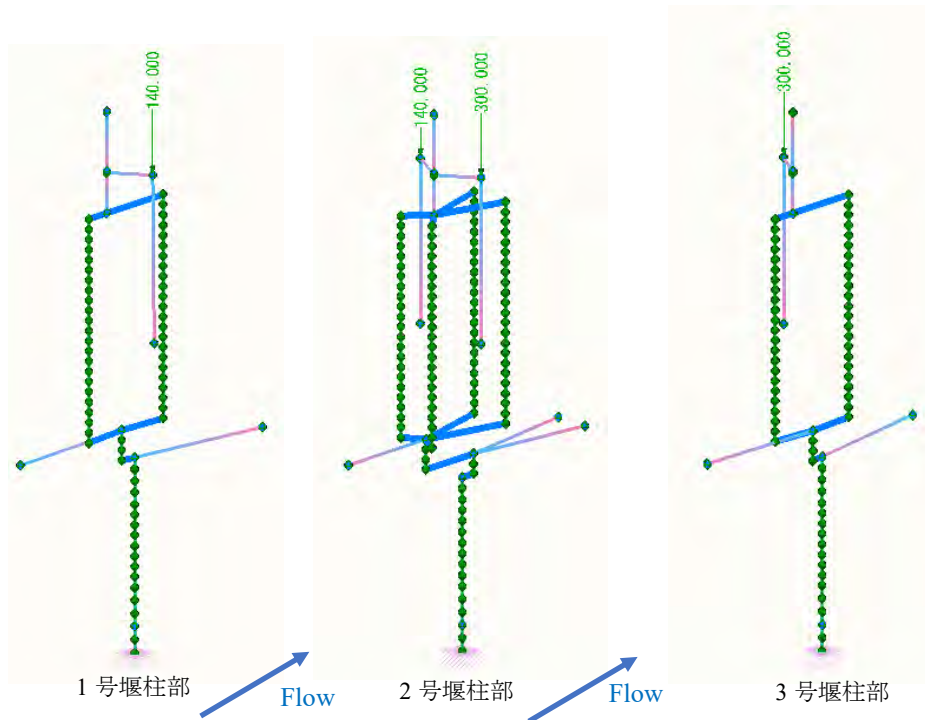


出典：調査団

図 7.3.45 ゲート重量作用図

E. 開閉機重量

開閉機重量は1号～2号堰柱部は1支点当たり300kN、2号～3号堰柱部は1支点当たり140kNとする。各堰柱部の荷重作用図を図7.3.46に示す。

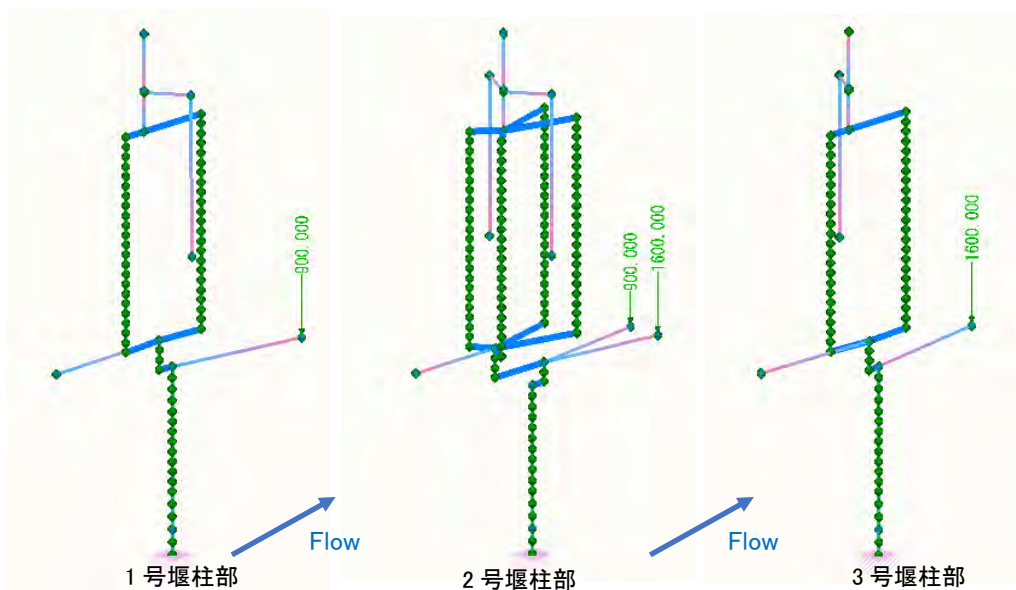


出典：調査団

図 7.3.46 開閉機重量作用図

F. 管理橋重量

管理橋重量は1号～2号堰柱部は1支点当たり900kN、2号～3号堰柱部は1支点当たり1295kNとする。各堰柱部の荷重作用図を図7.3.47に示す。



出典：調査団

図 7.3.47 管理橋重量作用図

(ii) 水圧

A. 静水圧（内水圧）及び内水重

静水圧の算定式を以下に示す。算定結果及び荷重図を表 7.3.86 に示す。

$$\begin{aligned} \text{平水位} &= + 11.09 \text{ m} && (\text{内水位}) \\ \text{底版上面} &= + 7.850 \text{ m} \end{aligned}$$

水平荷重

$$p_h = \gamma_w \cdot h$$

p_h : 静水圧 (kN/m²)
 H_1 : 水深 (m) = 3.240
 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³) = 9.80
 h : 水面からの深さ (m)
 l : 側壁分担幅 (m) = 20.50

表 7.3.86 静水圧算定結果

番号	名称	水深 y(m)	静水圧 (kN/m ²)	側壁に作用する 静水圧 (kN/m)
1		0.00	0.000	0.000
2	底版上	3.240	31.752	650.916

出典：調査団

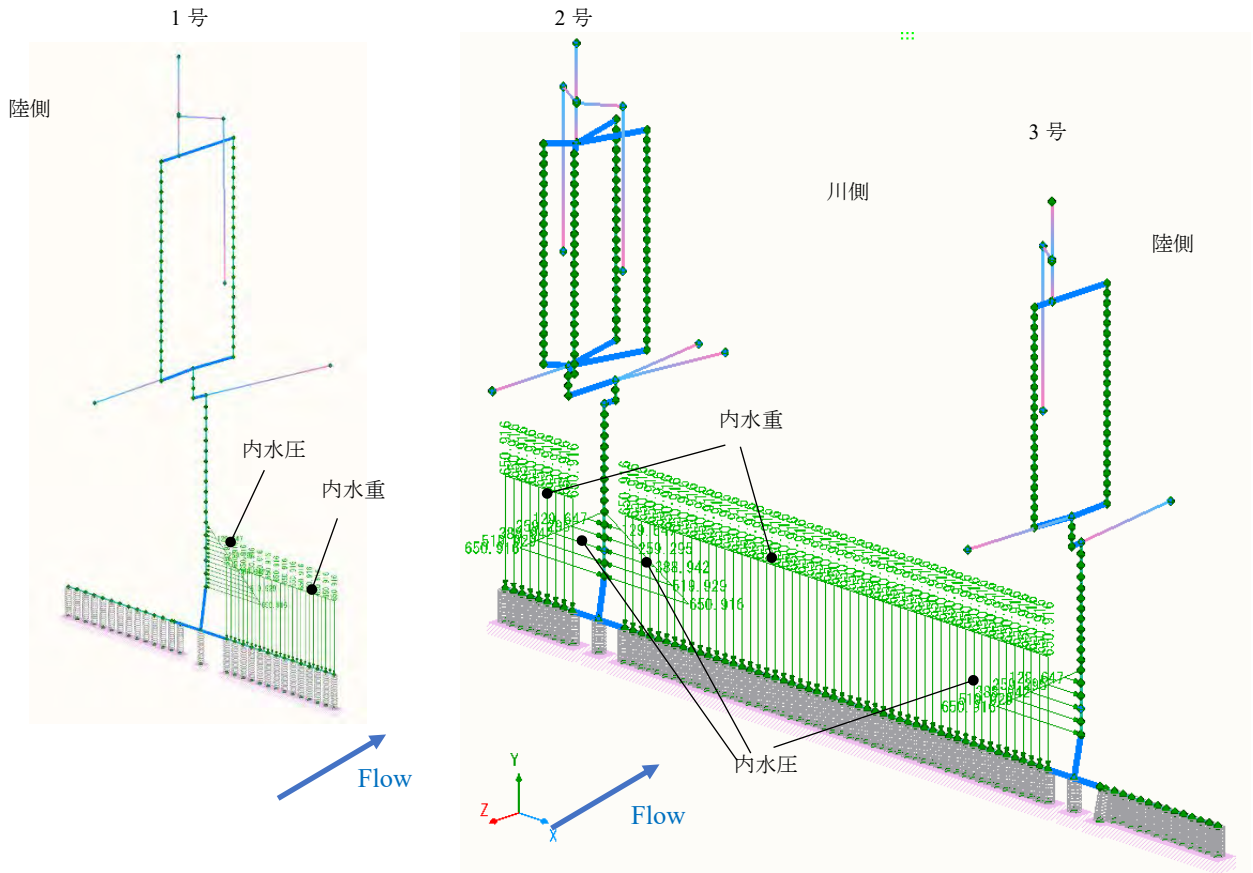
また、内水重の算定式を以下に示す。内水重は、底版の照査の際に考慮する。

$$W_w = \gamma_w \cdot H \cdot a \cdot b$$

$$= 650.916 \text{ kN/m}$$

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³) = 9.80
 H : 水深 (m) = 3.240
 a : 作用幅 = 20.50
 b : 作用延長 = 1.00

静水圧（内水圧）及び内水重の荷重作用図を図 7.3.48 に示す。



出典：調査団

図 7.3.48 内水圧、内水重算定結果

B. 静水圧（外水圧）

静水圧（外水圧）の算定式を以下に示す。算定結果及び代表的な荷重作用図（1号堰柱部解析モデル）を表 7.3.87 及び図 7.3.49 に示す。

平水位 =+ 15.2 m (外水位)
 底版下面 =+ 4.050 m

水平荷重

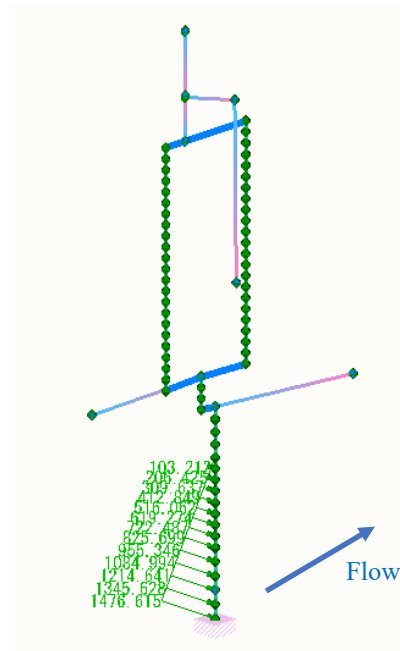
$$p_h = \gamma_w \cdot h$$

p_h : 静水圧 (kN/m²)
 H_1 : 水深 (m) = 11.15
 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³) = 9.80
 h : 水面からの深さ (m)
 l : 側壁分担幅 (m) = 20.50

表 7.3.87 静水圧算定結果

番号	名称	水深 y(m)	静水圧 (kN/m ²)	側壁に作用する静水圧 (kN/m)
1		0.00	0.000	0.000
2	底版上	7.350	72.030	1476.615
3	底版下	11.150	109.270	2240.035

出典：調査団



出典：調査団

図 7.3.49 静水圧（外水圧）作用図（1号堰柱部解析モデル）

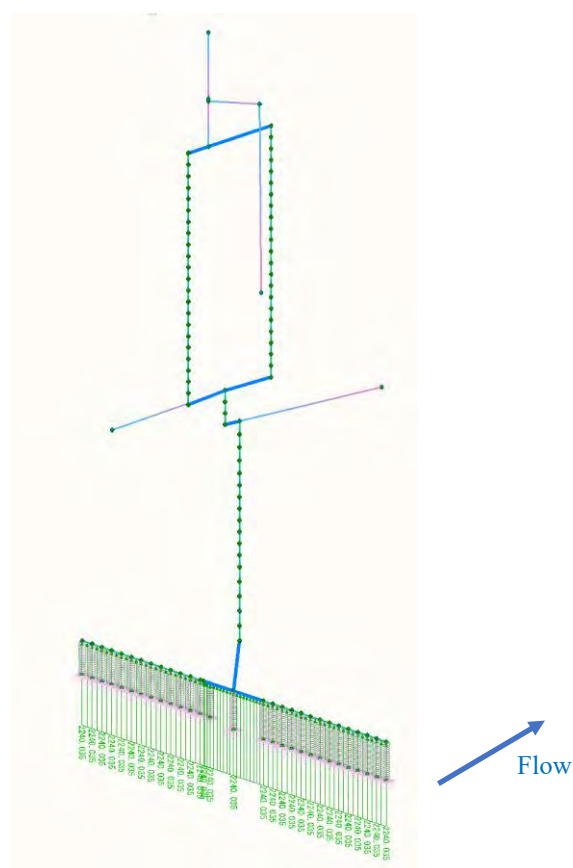
C. 揚圧力

揚圧力の算定式を以下に示す。揚圧力は、底版の照査の際に考慮する。

$$\begin{aligned}
 U &= \gamma_w \cdot H \cdot a \cdot b \\
 &= 2240.035 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

γ_w	:	水の単位体積重量(kN/m ³)	=	9.80
H1	:	水深 (m)	=	11.150
a	:	作用幅	=	20.50
b	:	作用延長	=	1.00

作用図の代表例として、1号堰柱底版解析モデルにおける揚圧力の作用図を図 7.3.50 に示す。



出典：調査団

図 7.3.50 揚圧力作用図（1号堰柱部底版解析モデル）

(iii) 土圧

A. 常時土圧

常時土圧については、地震時土圧と合わせて考慮する。詳細については、地震時土圧の項に示す。

B. 上載土重

端堰柱張出部の上載重の算定式を以下に示す。

$$W = \gamma_w \cdot H \cdot a \cdot b$$

$$= 4342.925 \text{ kN/m}$$

γ	:	土の単位体積重量(kN/m ³)	=	19.00
H	:	土の深さ(m)	=	11.150
a	:	作用幅	=	20.50
b	:	作用延長	=	1.00

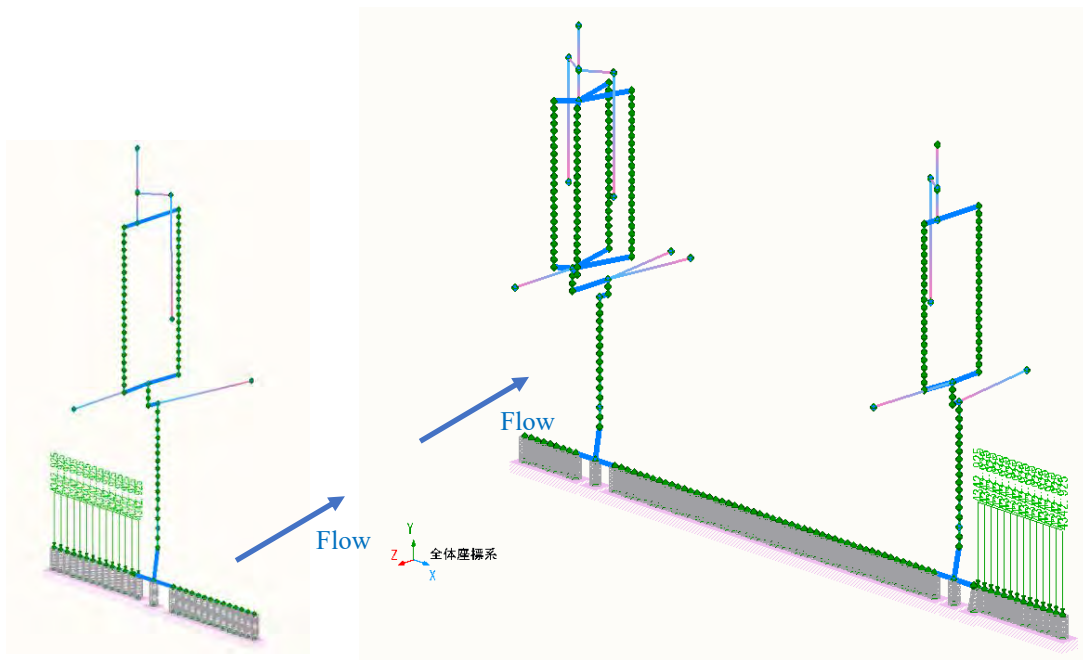
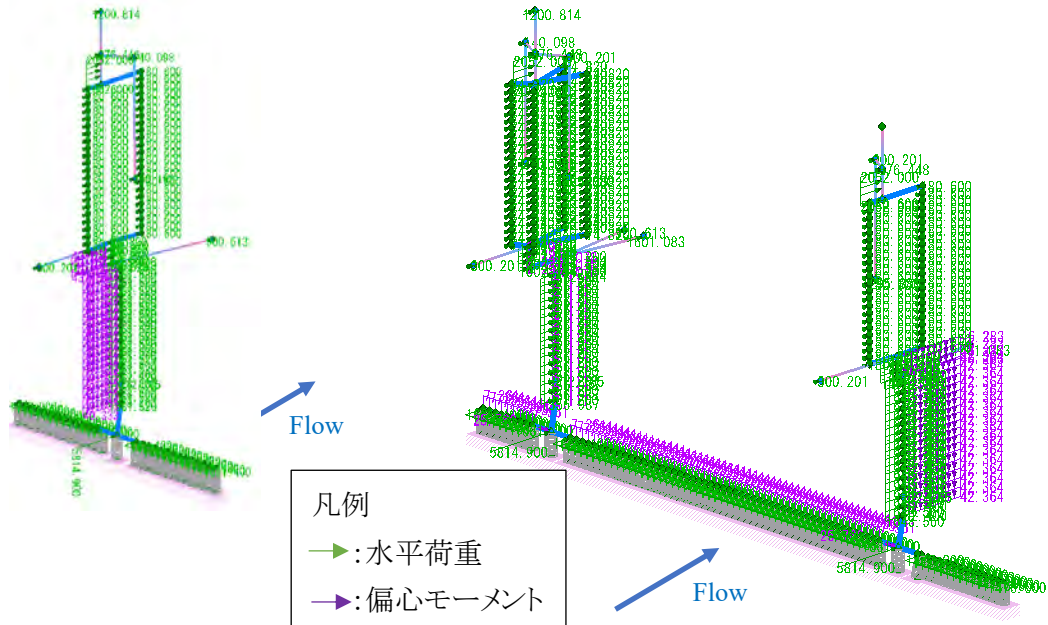


図 7.3.51 上載土重作用図

(c) 地震時荷重

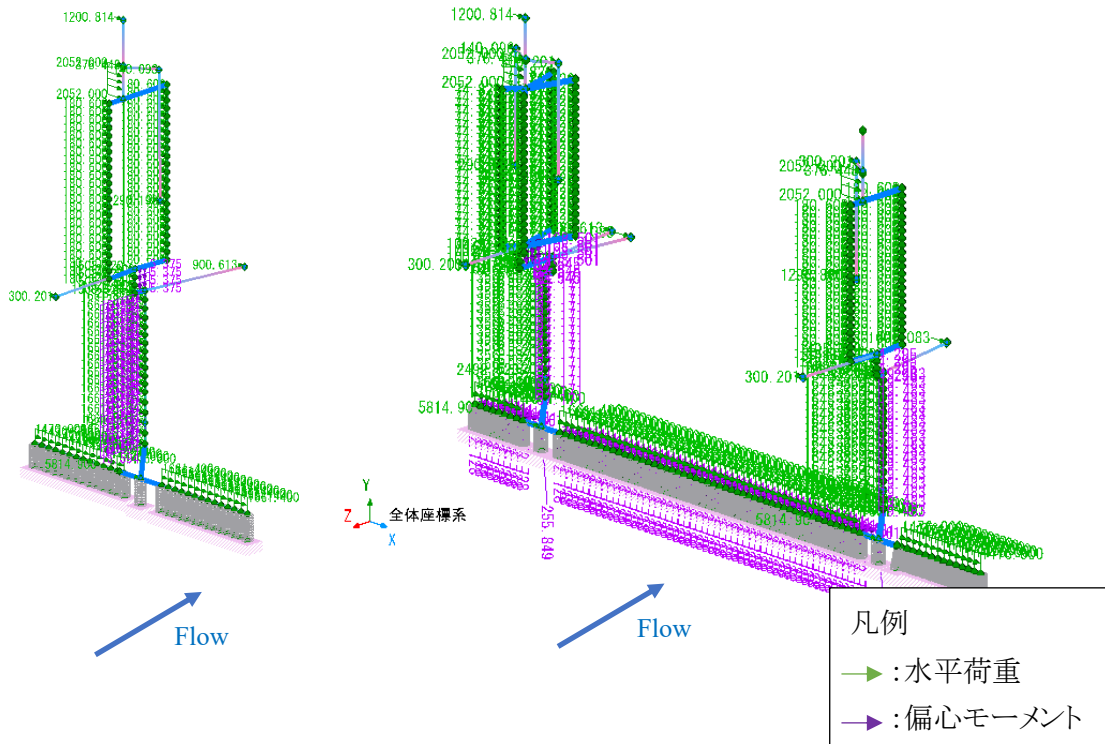
A. 慣性力

水流方向及び水流直角方向の慣性力作用図を図 7.3.52 及び図 7.3.53 に示す。



出典：調査団

図 7.3.52 慣性力作用図（水流方向（上流→下流方向）載荷時、 $K_h=1.0$ 相当）



出典：調査団

図 7.3.53 慣性力作用図（水流直角方向（左岸→右岸方向）載荷時、 $K_h=1.0$ 相当）

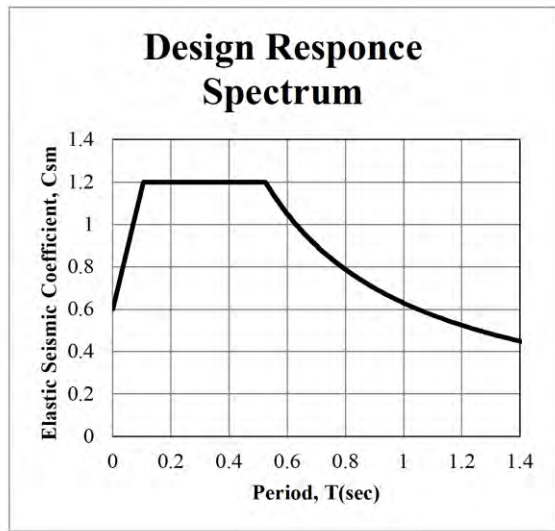
B. 地震時土圧

「河川構造物の耐震性能照査指針・解説 I . 共通編、平成 24 年 2 月、国土交通省水管理・国土保全局治水課に準拠して、地震時土圧」の算定を行う。

① 設計水平震度の算定

地盤種別は I 種地盤である。7.3.2.4(4)5)で後述する通り、地盤種別と MCGS の設置箇所を考慮して、MCGS の加速度スペクトルは、以下の通りとなる。

①	PGA:	0.6	
	F _{PGA} :	1 (Soil Type I)	
	AS=	0.6	
②	S _s :	1.2	
	F _a	1 (Soil Type I)	
	S _{DS} =	1.2	
③	S ₁ :	0.45	
	F _v	1.4 (Soil Type I)	
	S _{D1} =	0.63	
	$T_s = S_{D1} / S_{DS}$		$T_0 = 0.2 * T_s$
	= 0.525		= 0.105



上記スペクトルより、k_{hg}=0.60 となる。

② 地震時主働土圧係数の算定

背面が土とコンクリートの場合で、「砂質土」と想定されるため、

$$kEA = 0.24 + 1.08 \cdot khg$$

ここに、 kEA : 地震時主働土圧係数

khg : 地盤面における設計水平震度

$$kEA = 0.24 + 1.08 \times 0.60 = 0.888$$

③ 地震時主働土圧の算定

地震時土圧については、以下の式により算定する。

$$PEA = \gamma \cdot x \cdot KEA + q' \cdot KEA$$

ここに、 PEA : 地震時主働土圧強度 (kN/m²)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m²)

q' : 地震時の地表面載荷荷重 (kN/m²)

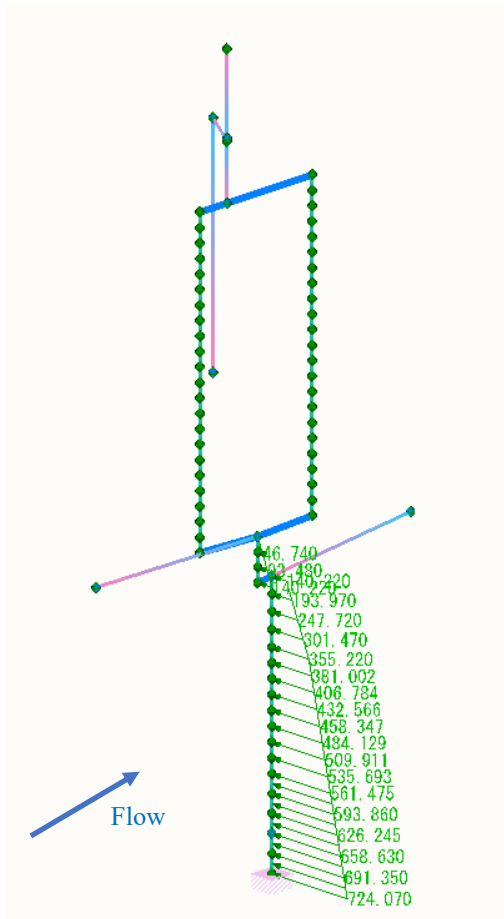
	qL0 =	0.00	×	0.888	=	0.00	kN/m ²				
地下水位	qL1 =	0.00	+	0.888	×	19.00	×	3.800	=	64.11	kN/m ²
底版上	qL2 =	64.11	+	0.888	×	10.20	×	7.350	=	130.68	kN/m ²
底版下	qL3 =	130.68	+	0.888	×	10.20	×	3.800	=	165.10	kN/m ²

④ 常時主働土圧分の算定

常時土圧分については、 $kEA = 0.24 + 1.08 \cdot khg$ の khg を 0 とした場合の数値とする。

$$\begin{aligned}
 kEA &= 0.240 \\
 qL0 &= 0.0 \times 0.240 \times 31.000 = 0.00 \text{ kN/m}^2 \\
 qL1 &= 0.00 + 0.240 \times 19.00 \times 3.800 \times 20.500 = 355.22 \text{ kN/m}^2 \\
 qL2 &= 355.22 + 0.240 \times 10.20 \times 7.350 \times 20.500 = 724.07 \text{ kN/m}^2 \\
 qL3 &= 724.07 + 0.240 \times 10.20 \times 3.800 \times 20.500 = 914.77 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

代表的な常時主働土圧の作用図として、3号堰柱部解析モデルにおける作用図を図 7.3.54 に示す。



出典：調査団

図 7.3.54 常時主働土圧作用図（3号堰柱部解析モデル）

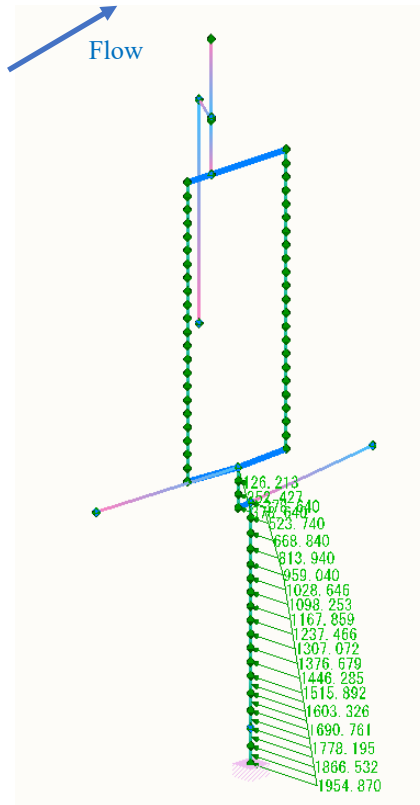
⑤ 地震時主働土圧増分の算定

地震時土圧増分は、地震時主働土圧から常時主働土圧分を差し引いた値とする。

① レベル 2 地震時

qL0 =	0.00	×	20.500	-	0.00	=	0.00	kN/m
qL1 =	64.11	×	20.500	-	355.22	=	959.04	kN/m
qL2 =	130.68	×	20.500	-	724.07	=	1954.87	kN/m
qL3 =	165.10	×	20.500	-	914.77	=	2469.78	kN/m

代表的な地震時主働土圧増分の作用図として、3号堰柱部解析モデルにおける作用図を図 7.3.55 に示す。



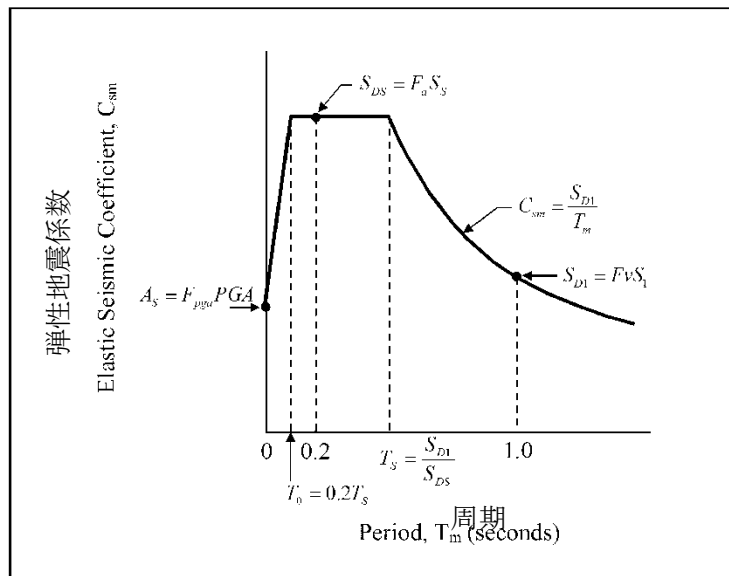
出典：調査団

図 7.3.55 地震時主働土圧増分作用図（3号堰柱部解析モデル）

5) 設計水平震度

設計水平震度については、BSDS の以下の記載に基づき、設定する。

The five-percent-damped-design response spectrum shall be taken as specified in Figure 3.6.1-1. This spectrum shall be calculated using the mapped peak ground acceleration coefficients and the spectral acceleration coefficients from Figures 3.4.1-1 to 3.4.1-6, scaled by the zero-, short-, and long-period site factors, F_{pga} , F_a , and F_v , respectively.



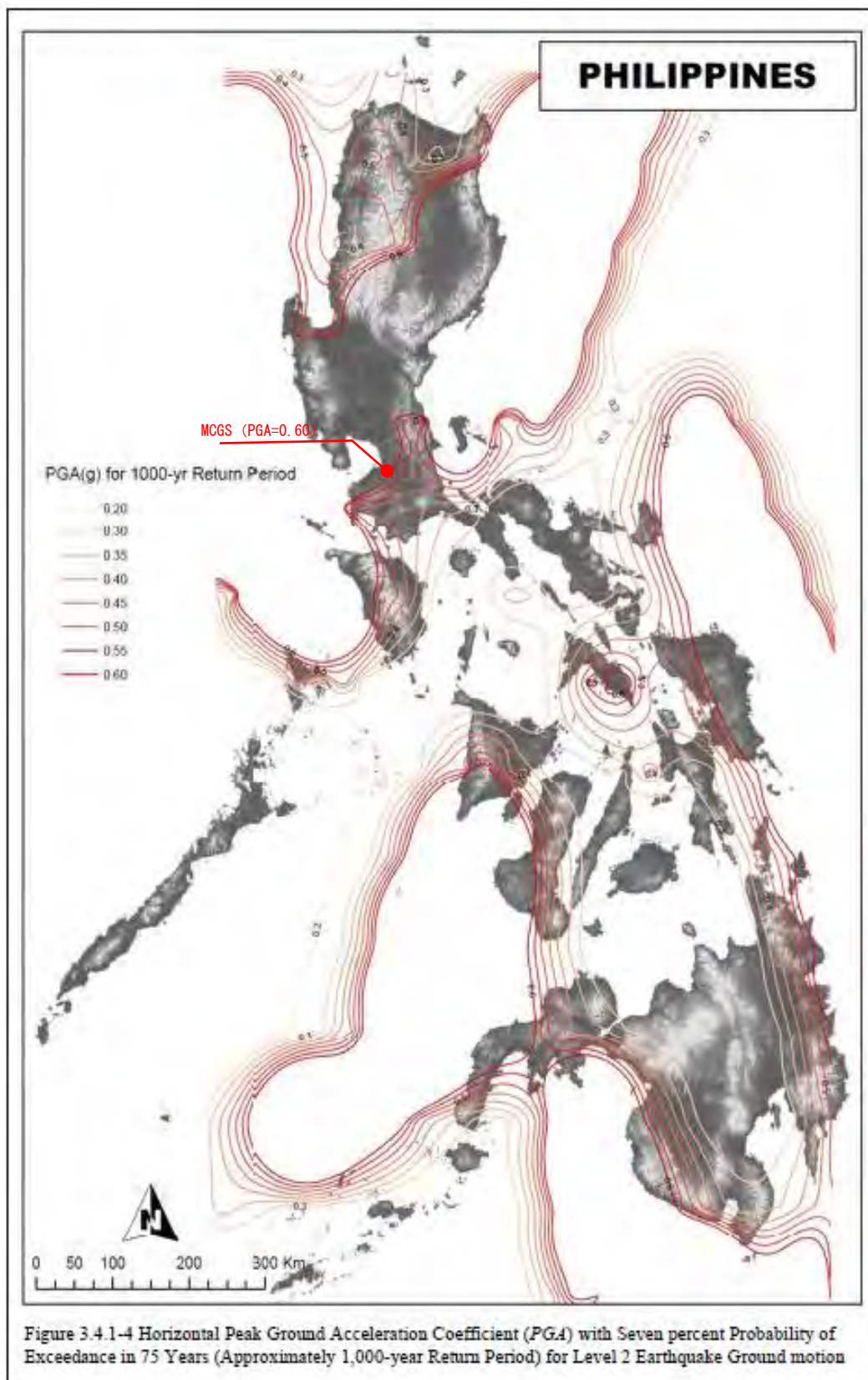
設計応答スペクトル
Figure 3.6.1-1 Design Response Spectrum

出典：BSDS, DPWH, P3-36

図 7.3.56 設計応答スペクトル

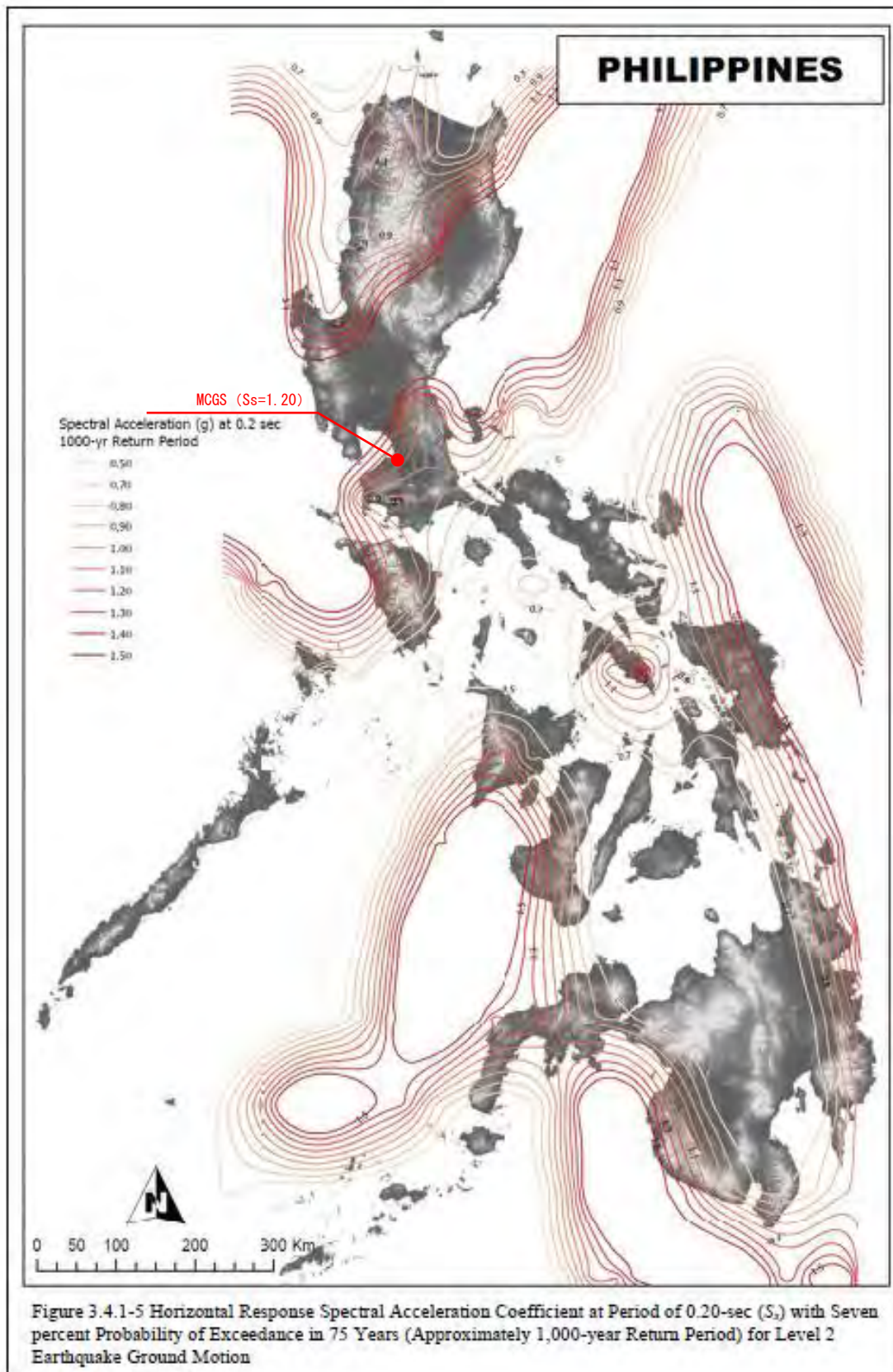
上記に示す PGA、 S_s 及び S_1 については、BSDS に示される図 7.3.57～図 7.3.59 の図に基づき、以下の通り設定した。

PGA	: 0.6
S_s	: 1.2
S_1	: 0.45



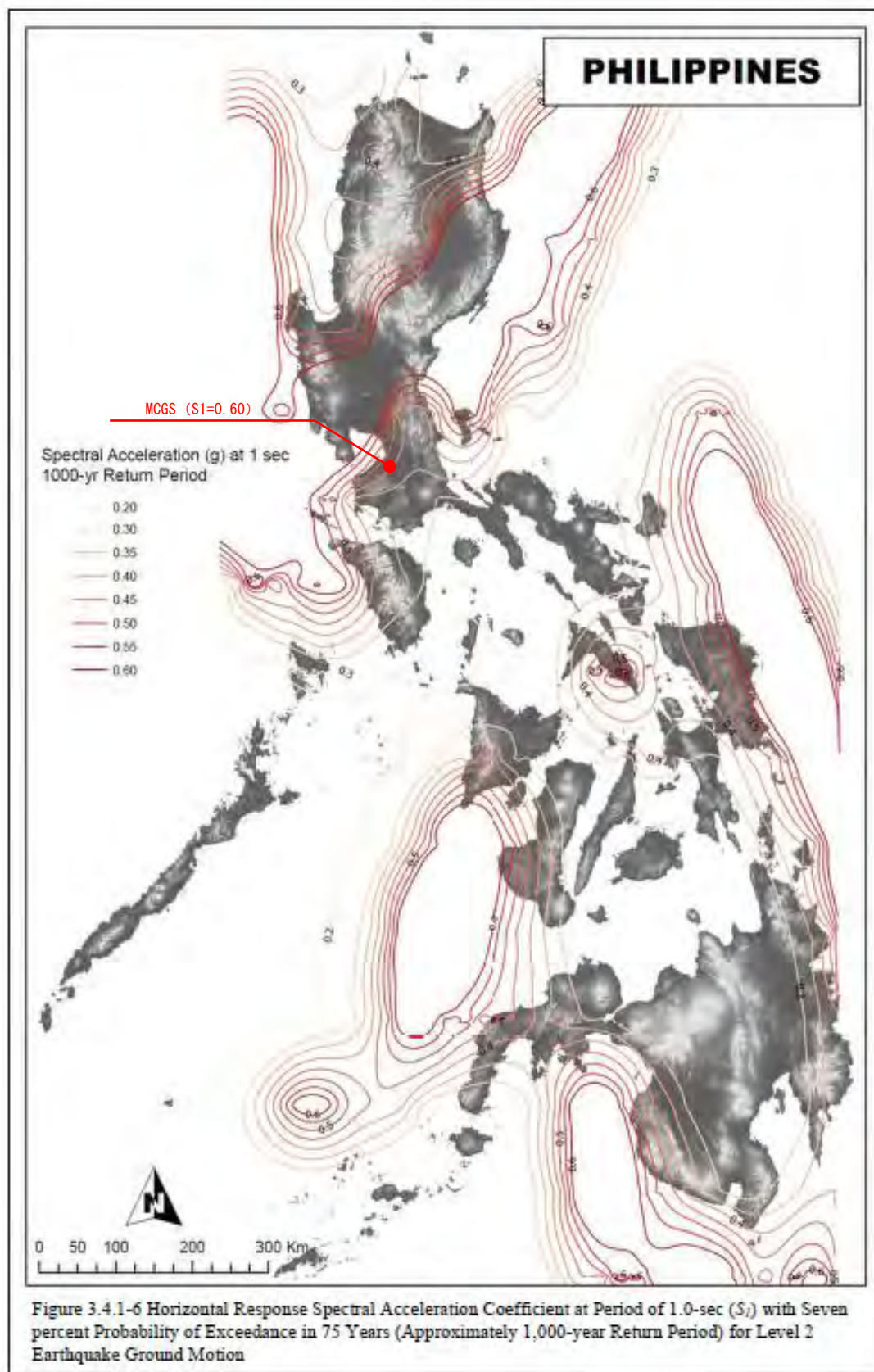
出典：BSDS

図 7.3.57 L2 地震動加速度応答スペクトル係数 PGA (BSDS, p3-21)



出典：BSDS

図 7.3.58 加速度応答スペクトル係数 S_s (BSDS 図 3.4.1-5)



出典：BSDS

図 7.3.59 加速度応答スペクトル係数 S_1 (BSDS 図 3.4.1-5)

また、MCGS の地盤は I 種地盤に該当する。設定した PGA 、 S_s 及び S_l より、 F_{PGA} 、 F_a 及び F_v について、BSDS の記載に基づき、以下の通り設定した。

F_{PGA} : 1.0
 F_a : 1.0
 F_v : 1.4

3.5.3 Site Factors

The Site Factors F_{pga} , F_a and F_v specified in Tables 3.5.3-1, 3.5.3-2, and 3.5.3-3 shall be used in the zero-period, short-period range, and long-period range, respectively for the elastic seismic response coefficient in the design response spectrum of Article 3.6 of this Section. These factors shall be determined using the Ground Types (Site Class) given in Table 3.5.1-1 and the mapped values of the coefficients PGA , S_s , and S_l in Figures 3.4.1-1 to 3.4.1-6 and Appendix 3A and 3B.

Table 3.5.3-1 Values of Site Factor, F_{pga} at Zero-Period on Acceleration Spectrum

Ground Type (Site Class)	Peak Ground Acceleration Coefficient (PGA) ¹					
	$PGA \leq 0.10$	$PGA = 0.20$	$PGA = 0.30$	$PGA = 0.40$	$PGA = 0.50$	$PGA \geq 0.80$
I	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0	1.0
II	1.6	1.4	1.2	1.0	0.9	0.85
III	2.5	1.7	1.2	0.9	0.8	0.75

Note:

¹Use straight-line interpolation for intermediate values of PGA .

$PGA=0.60 \rightarrow F_{PGA}=1.0$

Table 3.5.3-2 Values of Site Factor, F_a , for Short-Period Range on Acceleration Spectrum

Ground Type (Site Class)	Spectral Acceleration Coefficient at Period 0.2 sec (S_s) ¹					
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s = 1.25$	$S_s \geq 2.0$
I	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0	1.0
II	1.6	1.4	1.2	1.0	0.9	0.85
III	2.5	1.7	1.2	0.9	0.8	0.75

Note:

¹Use straight-line interpolation for intermediate values of S_s .

$S_s=1.2 \rightarrow F_a=1.0$

Table 3.5.3-3 Values of Site Factor, F_v , for Long-Period Range on Acceleration Spectrum

Ground Type (Site Class)	Spectral Acceleration Coefficient at Period 1.0 sec (S_l) ¹					
	$S_l \leq 0.10$	$S_l = 0.20$	$S_l = 0.30$	$S_l = 0.40$	$S_l = 0.50$	$S_l \geq 0.80$
I	1.7	1.6	1.5	1.4	1.4	1.4
II	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5	1.5
III	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4	2.0

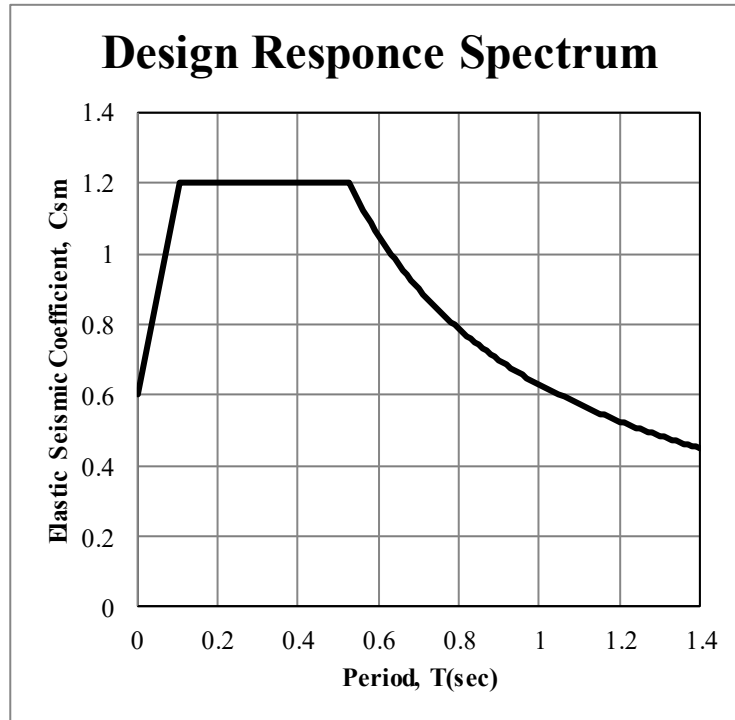
Note:

¹Use straight-line interpolation for intermediate values of S_l .

$S_l=0.45 \rightarrow F_v=1.4$

出典：BSDS、p3-32～33

設定した加速度スペクトルを図 7.3.60 に示す。



出典：調査団

図 7.3.60 MCGS 加速度スペクトル

6) 門柱・堰柱の照査

(i) せん断耐力の算定式

せん断耐力 P_s は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に示された次式より算出する⁴。
 P_{s0} は式中の $C_c=1.0$ としたものである。

$$P_s = S_c + S_s$$

$$S_c = C_c C_e C_{pt} \tau_c b d$$

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15a}$$

ここに、

- S_c : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)
- τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
- C_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数
- C_e : 橋脚断面の有効高 d に関する補正係数
- C_{pt} : 軸方向引張鉄筋比 P_t に関する補正係数
- b : せん断耐力を算定する方向に直角な方向の橋脚断面の幅 (mm)
- d : せん断耐力を算定する方向に平行な方向の橋脚断面の有効高 (mm)
- P_t : 軸方向引張鉄筋比で、中立軸よりも引張側にある主鉄筋の断面積の総和を bd で除した値(%)
- S_s : 帯鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)

⁴ 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編

- A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋される帯鉄筋の断面積 (mm^2)
 σ_{sy} : 帯鉄筋の降伏点 (N/mm^2)
 θ : 帯鉄筋と鉛直軸のなす角度 ($^\circ$)
 a : 帯鉄筋の間隔 (mm)

(ii) 破壊形態の判定式

水門・堰の門柱・堰柱における耐震性能照査では、門柱や堰柱が被りうる破壊形態を明らかにし、破壊の形態に応じて耐震性能を満足するための補強・対策を講じる必要がある。従って、以下の関係式より破壊形態を判定する。

- $P_u \leq P_s$: 曲げ破壊型
 $P_s < P_u \leq P_{s0}$: 曲げ損傷からせん断破壊移行型
 $P_{s0} < P_u$: せん断破壊型

ここに、

- P_u : 終局水平耐力 (kN)
 P_s : せん断耐力 (kN)
 P_{s0} : 正負交番繰り返し作用の影響に関する補正係数を 1.0 として算出するせん断耐力

(iii) 地震時保有水平耐力法の算定式

地震時保有水平耐力は、以下の式によって求める。

$$k_h W \leq P_a$$

ここに、

- k_h : 水平震度
 W : 構造物の（等価）重量
 P_a : 地震時保有水平耐力

地震時保有水平耐力 P_a は、破壊形態に応じて以下の通り算出する。

- $P_a = P_u$: 曲げ破壊型（ただし $P_c < P_u$ ）
 $P_a = P_u$: 曲げ損傷からせん断破壊移行型
 $P_a = P_{s0}$: せん断破壊型

ここに、

- P_a : 地震時保有設計耐力 (kN)
 P_c : ひびわれ水平耐力 (kN)

破壊形態を問わず、 $P_a \geq k_{hc} W$ が満足されれば、地震時保有水平耐力の照査は OK と判定される。地震時保有水平耐力の照査に必要な各定数は、それぞれ以下に示すとおり算出する。

A. 終局水平耐力 P_u

終局水平耐力 P_u は、損傷断面に生じる塑性ヒンジを考慮して、下式より算出する。

$$P_u = \frac{M_u}{h}$$

ここに、

- M_u : 終局曲げモーメント (N・mm)
- h : 下端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (mm)

B. 設計水平震度 k_{hc}

レベル2 地震動では、設計水平震度 k_{hc} は下式より算出する。

$$k_{hc} = C_s C_z k_{hc0}$$

ここに、

- C_s : 構造物特性補正係数
- $C_z k_{hc0}$: 固有値と設計応答スペクトルより算定される水平震度
- $C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}}$: 構造物補正係数

ここに、

- μ_a : 鉄筋コンクリート柱の許容塑性率
- μ_a は破壊形態に応じて、以下により算出される。

【曲げ破壊型】

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y}$$

ここに、

- δ_u : 終局変位 (mm)
- δ_y : 降伏変位 (mm)
- α : 安全係数で表 7.3.88 の通りとなる。

【曲げ損傷からせん断破壊移行型及びせん断破壊型】

$$\mu_a = 1.0$$

表 7.3.88 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数

照査する耐震性能	タイプⅠの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α	タイプⅡの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α
耐震性能2	3.0	1.5

出典：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編

C. 等価重量 W

等価重量 W は、次式により算出する。

$$W = W_u + C_p W_p$$

ここに、

- C_p : 等価重量算出係数
- W_u : 当該の柱が支持している上部構造の重量 (N)
- W_p : 柱の重量 (N)

表 7.3.89 等価重量算出係数 C_p

曲げ破壊又は曲げ損傷から せん断破壊移行型	せん断破壊型
0.5	1.0

出典：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編

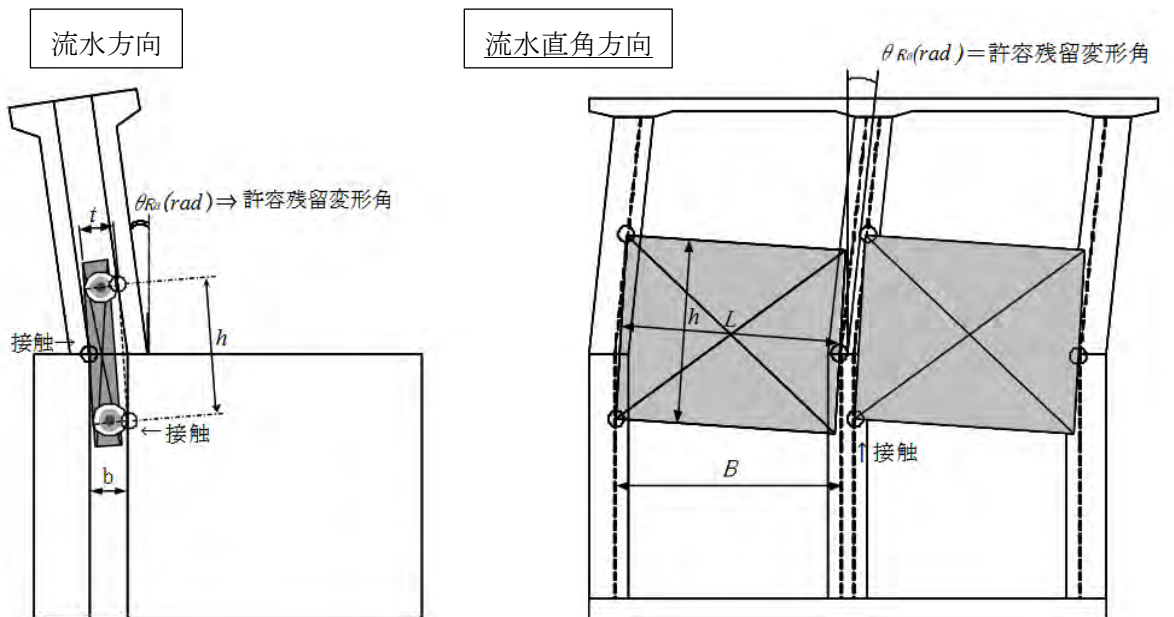
(b) 残留変位の照査式

$$\delta_R \leq \delta_{Ra}$$

ここに、

- δ_R : 残留変位
- δ_{Ra} : 許容残留変位 ($\delta Ra1$ or $\delta Ra2$)
- δ_{Ra1} : 門柱・堰柱の許容残留変位 (mm) で、原則として、扉体やローラ、戸当たり等との関係から定まるゲートの開閉を妨げない残留変位 (図 8-2 参照)。
- δ_{Ra2} : 門柱・堰柱の許容残留変位 (mm) で、門柱・堰柱の構造に応じて、堰柱又は門柱の下端から上部構造の慣性力の位置までの高さの 1/100 とする。

耐震性能 2 における残留変位は、扉体やローラ、戸当り等の関係から、「ゲートの開閉性から決定される許容残留変位」を図 7.3.61 に示す式により算出する。同式による許容残留変位量が $h/100$ よりも緩くなる場合は厳しい方の値を採用する。



$$\theta_{Ra} = 2 \cos^{-1} \left(\frac{h^2 - 4b^2}{-4bt + h\sqrt{h^2 + 4t^2} - 4b^2} \right)$$

h : ローラ間隔 (又は扉体高)
 t : ローラ径 (又は扉体厚)
 b : 戸当り幅

$$\theta_{Ra} = 2 \cos^{-1} \left(\frac{h^2 - 4B^2}{-4BL + h\sqrt{h^2 + 4L^2} - 4B^2} \right)$$

h : 扉体高
 L : 扉体幅 (又はサイドローラ間隔)
 B : 門柱間の戸当り幅

出典：河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説 IV.水門・樋門及び堰編

図 7.3.61 ゲートの開閉を妨げない変形角 (許容残留変形角) の算出方法

許容残留変位の算定結果（1号ゲート、2号ゲート）及び算定根拠を表 7.3.90 及び図 7.3.62 に示す。

表 7.3.90 許容残留変位算定結果（1号ゲート）

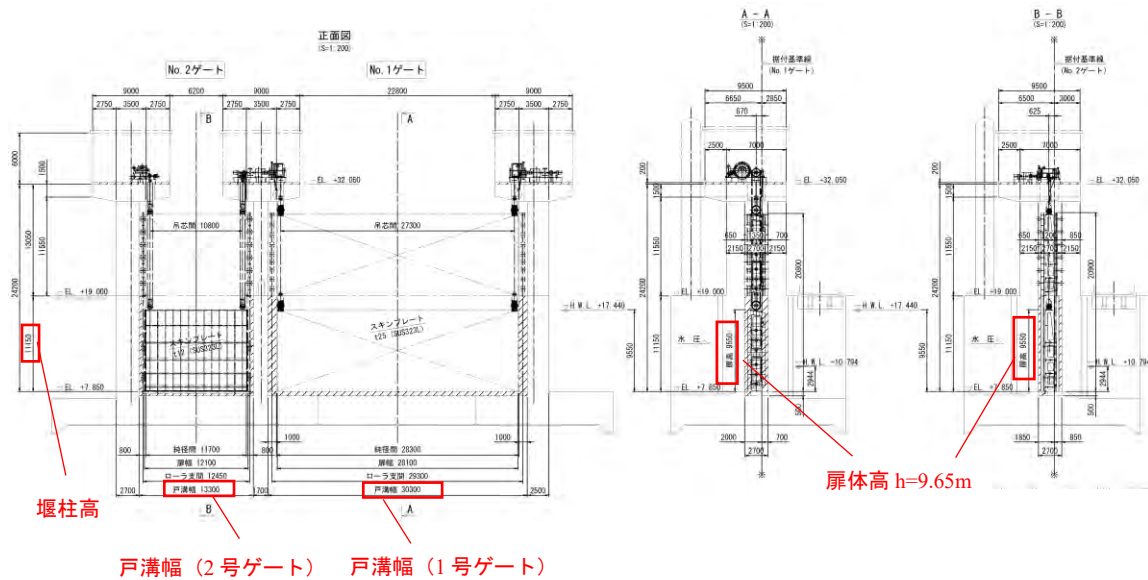
項目		単位	値	備考
堰柱高	H	m	11.150	
扉体高さ	h	m	9.550	
サイドローラ間	L	m	28.300	
戸溝幅	B	m	28.500	
許容残留角（計算値）	$\theta Ra1$	rad	0.098	
許容残留角（1/100）	$\theta Ra2$	rad	0.010	
許容残留角採用値	θRa	rad	0.010	$\theta Ra1$ 及び $\theta Ra2$ のうち、小さい値
許容残留変位	δRa	m	0.112	$H \cdot \theta Ra$

出典：調査団

表 7.3.91 許容残留変位算定結果（2号ゲート）

項目		単位	値	備考
堰柱高	H	m	11.150	
扉体高さ	h	m	9.550	
ローラ支間	L	m	12.100	
戸溝幅	B	m	124.00	
許容残留角（計算値）	$\theta Ra1$	rad	0.164	
許容残留角（1/100）	$\theta Ra2$	rad	0.010	
許容残留角採用値	θRa	rad	0.010	$\theta Ra1$ 及び $\theta Ra2$ のうち、小さい値
許容残留変位	δRa	m	0.112	$H \cdot \theta Ra$

出典：調査団



出典：調査団

図 7.3.62 許容残留変位算定根拠

(5) 門柱・堰柱の照査結果

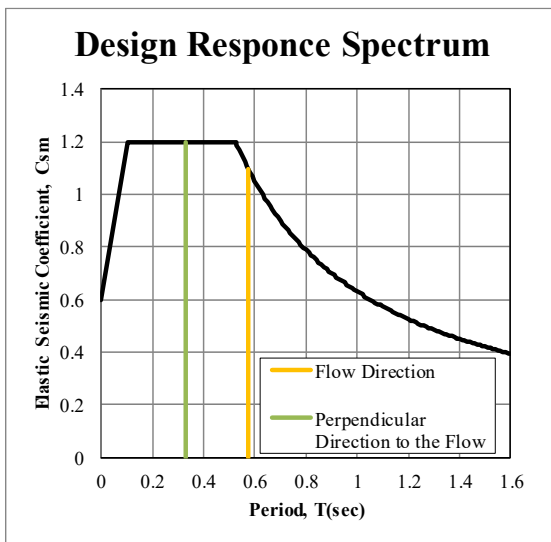
1) 設計水平震度の設定

設計水平震度の算定結果を表 7.3.92、加速度スペクトルに図示した結果を図 7.3.63 及び図 7.3.64 に示す。

表 7.3.92 設計水平震度算定結果

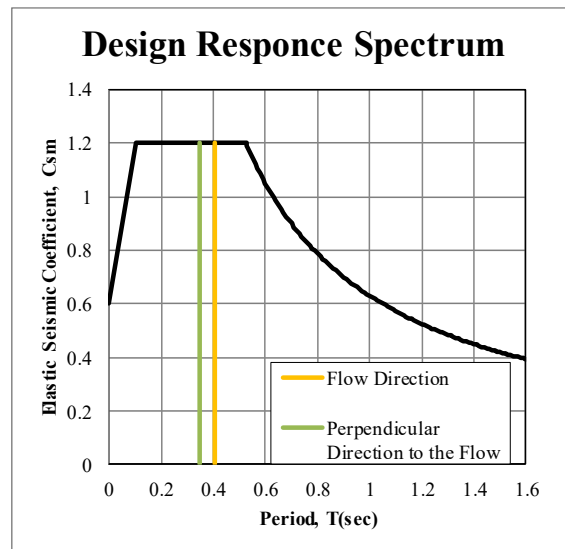
項目		固有周期 T(s)	設計水平震度 k _{hc0}
1号堰柱	水流方向	0.574	1.10
	水流直角方向	0.332	1.20
2号～3号堰柱	水流方向	0.405	1.20
	水流直角方向	0.347	1.20

出典：調査団



出典：調査団

図 7.3.63 1号堰柱設計水平震度算定結果



出典：調査団

図 7.3.64 2号～3号堰柱設計水平震度算定結果

2) 地震時保有水平耐力法による照査結果

1号堰柱及び2号～3号堰柱の2種類のモデルについて、水流方向及び水流直角方向を対象として、地震時保有水平耐力法による照査を行った結果を表 7.3.93～表 7.3.98 に示す。図 7.3.65～図 7.3.70 に示す配筋要領で耐震性能を満足することを確認した。

表 7.3.93 地震時保有水平耐力法による照査結果（1号門柱・堰柱、水流方向）

照査項目／照査方向	水流方向			
	正方向	負方向	正方向	負方向
主たる塑性化部材	門柱	門柱	堰柱	堰柱
破壊形態の判定				
応答せん断力 S (kN)	6,422	6,411	59,173	59,158
せん断耐力 Ps (kN)	7,135	7,135	55,409	55,409
せん断耐力 Ps0 (kN)	7,703	7,703	57,641	57,641
判定式	$S \leq Ps$	$S \leq Ps$	$Ps0 < S$	$Ps0 < S$
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型	せん断破壊型	せん断破壊型
地震時保有水平耐力法による照査				
安全係数 α	1.5	1.5	1.5	1.5
許容塑性率 μ_a	1.445	1.443	1.000	1.000
構造物特性補正係数 cs	0.727	0.728	1.000	1.000
地域別補正係数 cz	1.00	1.00	1.00	1.00
設計水平震度の標準値 khc0	1.100	1.100	1.100	1.100
設計水平震度 khc	0.80	0.80	1.10	1.10
地震時保有水平耐力時の設計水平震度 kha	1.23	1.23	1.95	1.95
照査結果	OK(khc \leq kha)	OK(khc \leq kha)	OK(khc \leq kha)	OK(khc \leq kha)
残留変位の照査				
残留変位 δR (mm)	0.0	0.0	0.0	0.0
最大応答塑性率 μ_T	0.897	0.899	0.659	0.659
許容残留変位 δRa (mm)	110.5	110.5	111.5	111.5
照査結果	OK($\delta Ra \geq \delta R$)	OK($\delta Ra \geq \delta R$)	OK($\delta Ra \geq \delta R$)	OK($\delta Ra \geq \delta R$)

出典：調査団

表 7.3.94 地震時保有水平耐力法による照査結果（1号門柱・堰柱、水流直角方向）

照査項目／照査方向	水流方向			
	正方向	負方向	正方向	負方向
主たる塑性化部材	門柱	門柱	堰柱	堰柱
破壊形態の判定				
応答せん断力 S (kN)	5,600	5,689	52,804	21,646
せん断耐力 Ps (kN)	6,586	6,586	58,321	58,321
せん断耐力 Ps0 (kN)	7,014	7,014	61,658	61,658
判定式	$S \leq Ps$	$S \leq Ps$	$S \leq Ps$	$S \leq Ps$
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型
地震時保有水平耐力法による照査				
安全係数 α	1.5	1.5	1.5	1.5
許容塑性率 μ_a	1.351	2.501	1.450	2.313
構造物特性補正係数 cs	0.766	0.500	0.725	0.525
地域別補正係数 cz	1.00	1.00	1.00	1.00
設計水平震度の標準値 khc0	1.200	1.200	1.200	1.200
設計水平震度 khc	0.92	0.60	0.87	0.63
地震時保有水平耐力時の設計水平震度 kha	1.05	1.04	1.07	0.97
照査結果	OK(khc \leq kha)	OK(khc \leq kha)	OK(khc \leq kha)	OK(khc \leq kha)
残留変位の照査				
残留変位 δR (mm)	11.7	16.6	2.8	6.1
最大応答塑性率 μ_T	1.153	1.170	1.125	1.264
許容残留変位 δRa (mm)	110.5	110.5	111.5	111.5
照査結果	OK($\delta Ra \geq \delta R$)	OK($\delta Ra \geq \delta R$)	OK($\delta Ra \geq \delta R$)	OK($\delta Ra \geq \delta R$)

出典：調査団

表 7.3.95 地震時保有水平耐力法による照査結果（2号門柱・堰柱、水流方向）

照査項目／照査方向	水流方向			
	正方向	負方向	正方向	負方向
主たる塑性化部材	門柱	門柱	堰柱	堰柱
破壊形態の判定				
応答せん断力 S (kN)	3,643	4,141	57,926	57,926
せん断耐力 Ps (kN)	5,703	7,222	39,310	39,310
せん断耐力 Ps0 (kN)	5,990	7,509	40,635	40,635
判定式	$S \leq Ps$	$S \leq Ps$	$Ps0 < S$	$Ps0 < S$
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型	せん断破壊型	せん断破壊型
地震時保有水平耐力法による照査				
安全係数 α	1.5	1.5	1.5	1.5
許容塑性率 μ_a	1.133	1.134	1.000	1.000
構造物特性補正係数 cs	0.888	0.888	1.000	1.000
地域別補正係数 cz	1.00	1.00	1.00	1.00
設計水平震度の標準値 khc0	1.200	1.200	1.200	1.200
設計水平震度 khc	1.07	1.07	1.20	1.20
地震時保有水平耐力時の設計水平震度 kha	1.46	1.46	1.40	1.40
照査結果	OK(khc ≤ kha)	OK(khc ≤ kha)	OK(khc ≤ kha)	OK(khc ≤ kha)
残留変位の照査				
残留変位 δR (mm)	0.0	0.0	0.0	0.0
最大応答塑性率 μ_T	0.836	0.839	0.866	0.866
許容残留変位 δRa (mm)	110.5	110.5	111.5	111.5
照査結果	OK($\delta Ra \geq \delta R$)	OK($\delta Ra \geq \delta R$)	OK($\delta Ra \geq \delta R$)	OK($\delta Ra \geq \delta R$)

出典：調査団

表 7.3.96 地震時保有水平耐力法による照査結果（2号門柱・堰柱、水流直角方向）

照査方向	水流直角方向			
	正方向	負方向	正方向	負方向
主たる塑性化部材	門柱	門柱	堰柱	堰柱
破壊形態の判定				
応答せん断力 S (kN)	3,139	3,045	29,600	29,181
せん断耐力 Ps (kN)	3,153	3,153	31,858	31,858
せん断耐力 Ps0 (kN)	3,446	3,446	34,201	34,201
判定式	$S \leq Ps$	$S \leq Ps$	$S \leq Ps$	$S \leq Ps$
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型
地震時保有水平耐力法による照査				
安全係数 α	1.5	1.5	1.5	1.5
許容塑性率 μ_a	1.192	1.205	1.418	1.557
構造物特性補正係数 cs	0.850	0.842	0.738	0.688
地域別補正係数 cz	1.00	1.00	1.00	1.00
設計水平震度の標準値 khc0	1.200	1.200	1.200	1.200
設計水平震度 khc	1.02	1.01	0.89	0.83
地震時保有水平耐力時の設計水平震度 kha	1.21	1.10	0.95	0.93
照査結果	OK(khc ≤ kha)	OK(khc ≤ kha)	OK(khc ≤ kha)	OK(khc ≤ kha)
残留変位の照査				
残留変位 δR (mm)	0.0	17.9	8.2	9.3
最大応答塑性率 μ_T	0.993	1.093	1.303	1.325
許容残留変位 δRa (mm)	110.5	110.5	111.5	111.5
照査結果	OK($\delta Ra \geq \delta R$)	OK($\delta Ra \geq \delta R$)	OK($\delta Ra \geq \delta R$)	OK($\delta Ra \geq \delta R$)

出典：調査団

表 7.3.97 地震時保有水平耐力法による照査結果（3号門柱・堰柱、水流方向）

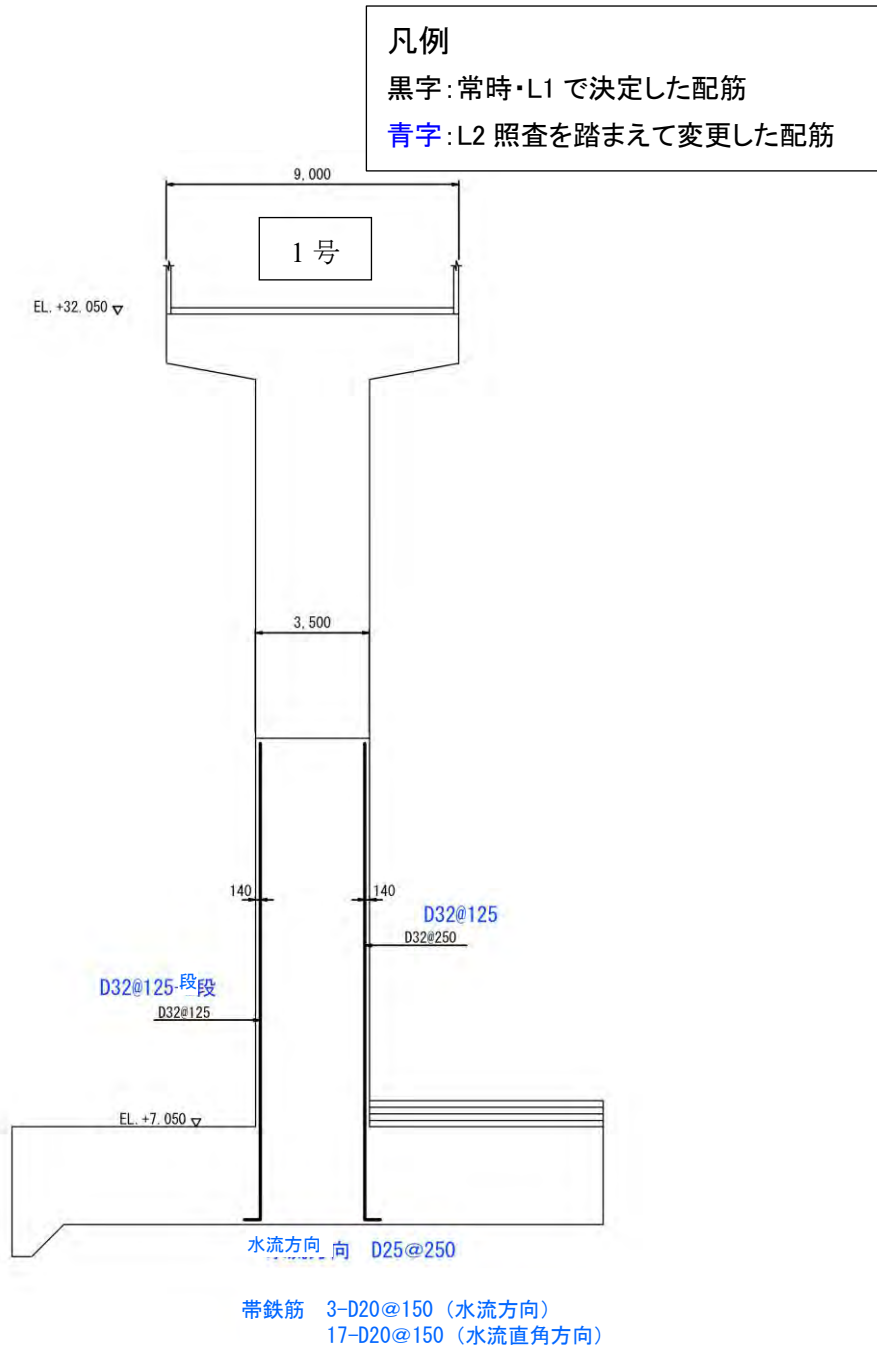
照査方向	水流方向			
	正方向	負方向	正方向	負方向
主たる塑性化部材	門柱	門柱	堰柱	堰柱
破壊形態の判定				
応答せん断力 S (kN)	6,496	6,485	60,286	60,303
せん断耐力 Ps (kN)	9,875	9,875	81,197	81,197
せん断耐力 Ps0 (kN)	10,445	10,445	83,339	83,339
判定式	$S \leq Ps$	$S \leq Ps$	$S \leq Ps$	$S \leq Ps$
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型
地震時保有水平耐力法による照査				
安全係数 α	1.5	1.5	1.5	1.5
許容塑性率 μ_a	1.426	1.425	1.001	1.001
構造物特性補正係数 cs	0.735	0.735	0.999	0.999
地域別補正係数 cz	1.00	1.00	1.00	1.00
設計水平震度の標準値 khc0	1.200	1.200	1.200	1.200
設計水平震度 khc	0.88	0.88	1.20	1.20
地震時保有水平耐力時の設計水平震度 kha	1.25	1.25	2.00	2.00
照査結果	OK(khc \leq kha)	OK(khc \leq kha)	OK(khc \leq kha)	OK(khc \leq kha)
残留変位の照査				
残留変位 δR (mm)	0.0	0.0	0.0	0.0
最大応答塑性率 μ_T	0.958	0.959	0.680	0.680
許容残留変位 δRa (mm)	110.5	110.5	111.5	111.5
照査結果	OK($\delta Ra \geq \delta R$)	OK($\delta Ra \geq \delta R$)	OK($\delta Ra \geq \delta R$)	OK($\delta Ra \geq \delta R$)

出典：調査団

表 7.3.98 地震時保有水平耐力法による照査結果（3号門柱・堰柱、水流直角方向）

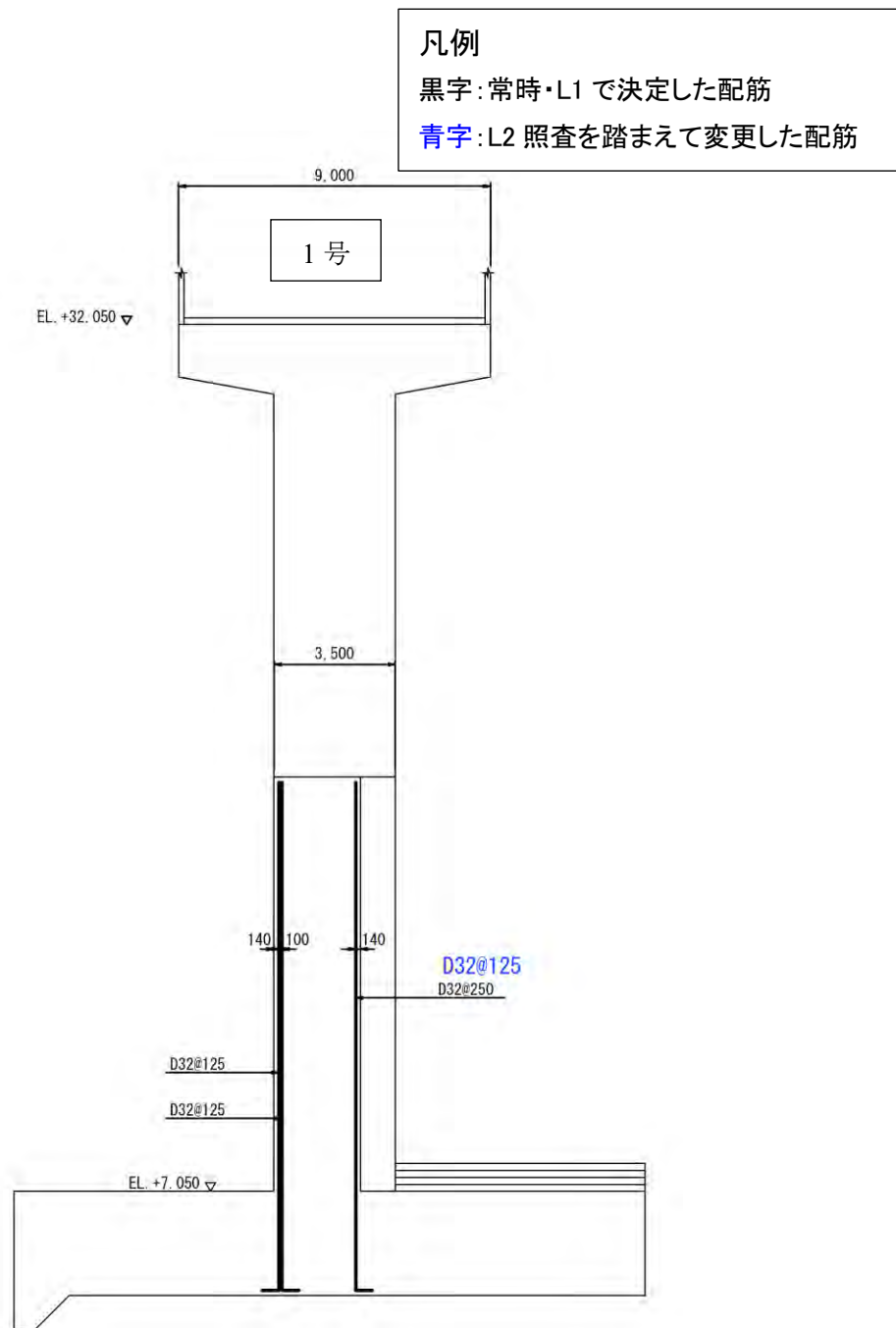
照査方向	水流直角方向			
	正方向	負方向	正方向	負方向
主たる塑性化部材	門柱	門柱	堰柱	堰柱
破壊形態の判定				
応答せん断力 S (kN)	6,738	6,351	23,387	54,929
せん断耐力 Ps (kN)	6,789	6,789	81,742	81,742
せん断耐力 Ps0 (kN)	7,217	7,217	84,611	84,611
判定式	$S \leq Ps$	$S \leq Ps$	$S \leq Ps$	$S \leq Ps$
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型
地震時保有水平耐力法による照査				
安全係数 α	1.5	1.5	1.5	1.5
許容塑性率 μ_a	1.785	1.454	1.738	1.433
構造物特性補正係数 cs	0.624	0.724	0.636	0.732
地域別補正係数 cz	1.00	1.00	1.00	1.00
設計水平震度の標準値 khc0	1.200	1.200	1.200	1.200
設計水平震度 khc	0.75	0.87	0.76	0.88
地震時保有水平耐力時の設計水平震度 kha	1.17	1.27	0.93	1.18
照査結果	OK(khc \leq kha)	OK(khc \leq kha)	OK(khc \leq kha)	OK(khc \leq kha)
残留変位の照査				
残留変位 δR (mm)	8.2	0.0	7.4	0.3
最大応答塑性率 μ_T	1.027	0.946	1.334	1.014
許容残留変位 δRa (mm)	110.5	110.5	111.5	111.5
照査結果	OK($\delta Ra \geq \delta R$)	OK($\delta Ra \geq \delta R$)	OK($\delta Ra \geq \delta R$)	OK($\delta Ra \geq \delta R$)

出典：調査団



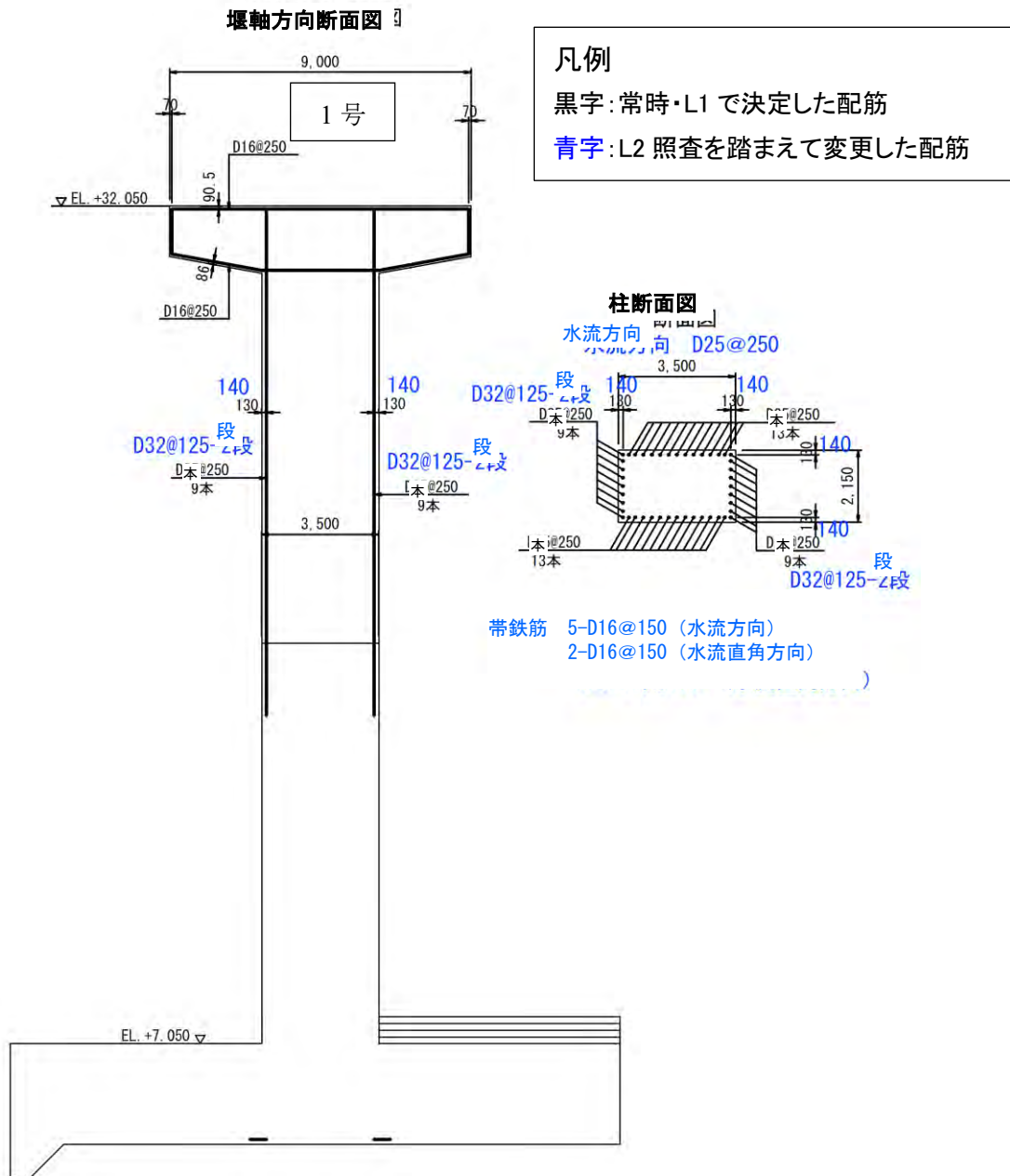
出典：調査団

図 7.3.65 1号堰柱（標準部）配筋要領図



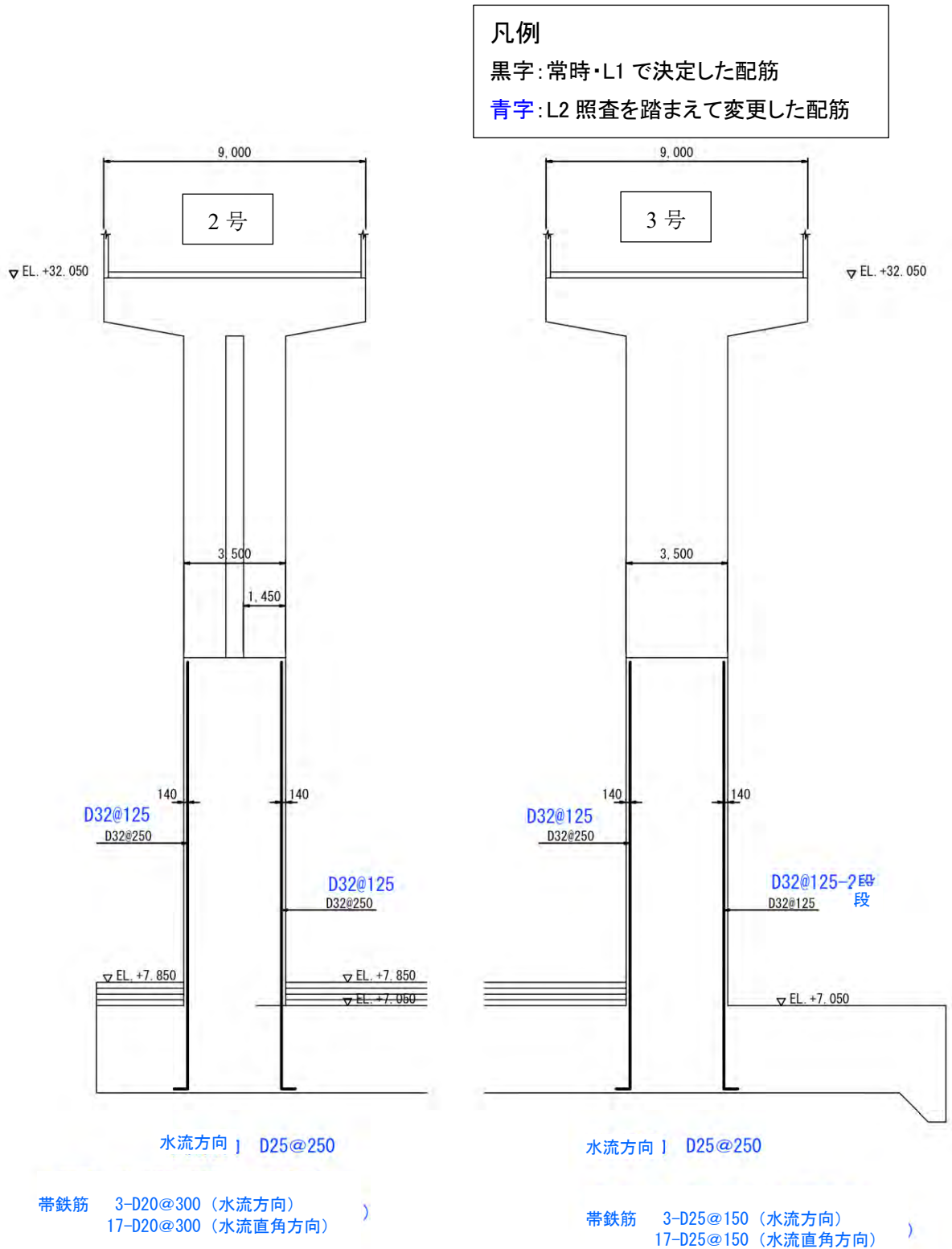
出典：調査団

図 7.3.66 1号堰柱（ゲート部）配筋要領図



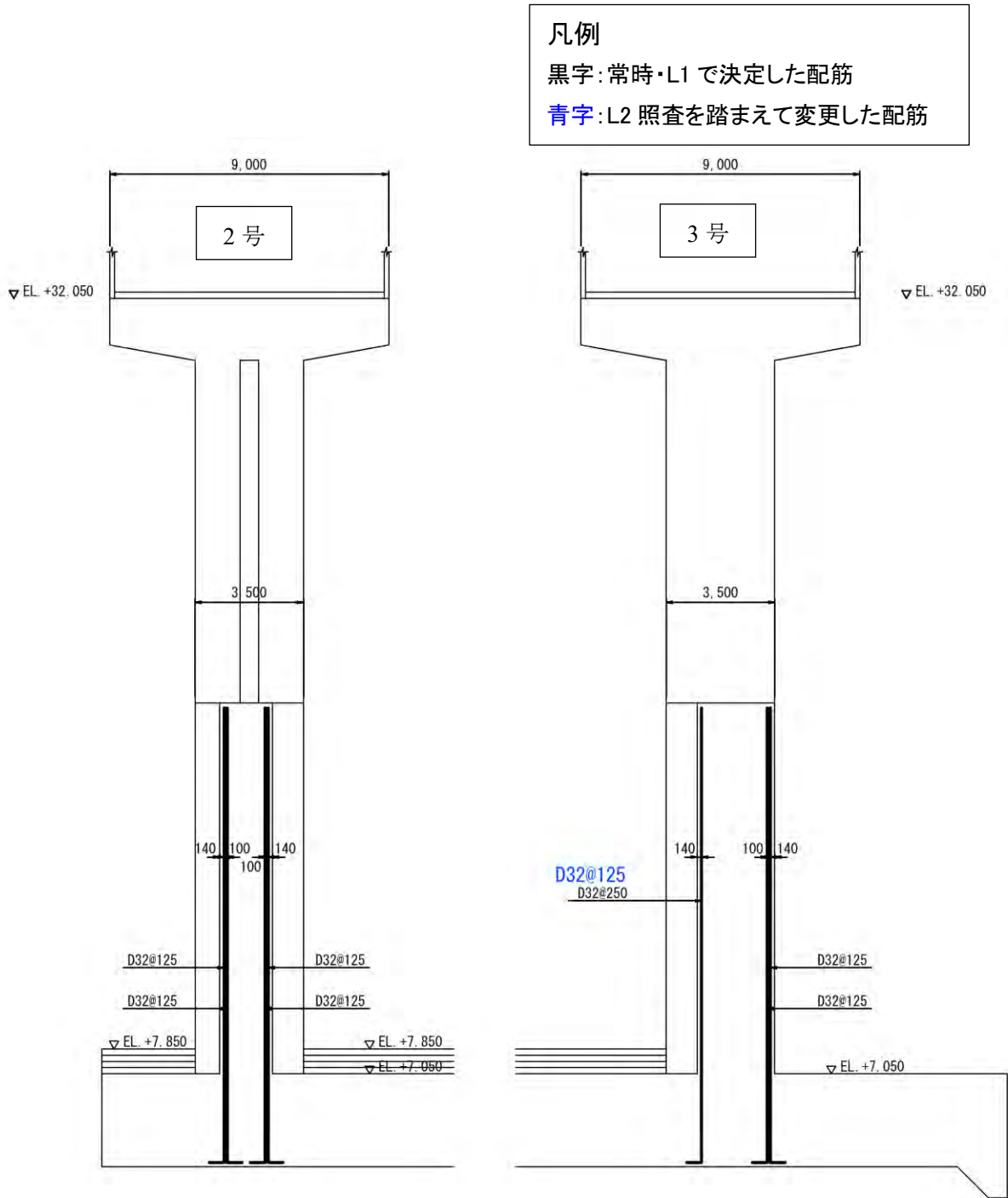
出典：調査団

図 7.3.67 1号堰柱（門柱部）配筋要領



出典：調査団

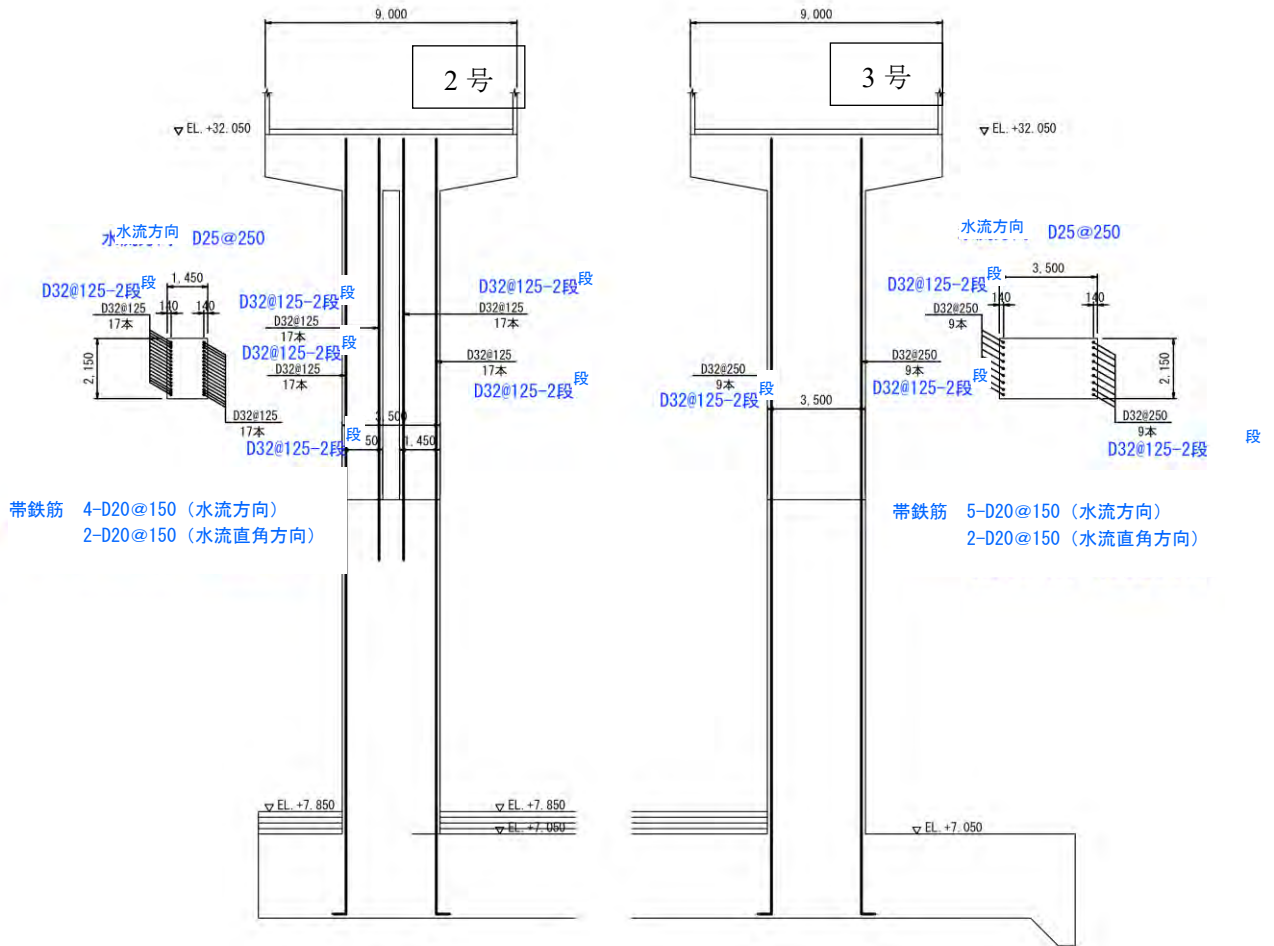
図 7.3.68 2号～3号堰柱（標準部）配筋要領図



出典：調査団

図 7.3.69 2号～3号堰柱（ゲート部）配筋要領図

凡例
 黒字：常時・L1 で決定した配筋
 青字：L2 照査を踏まえて変更した配筋



出典：調査団

図 7.3.70 2号～3号堰柱門柱部配筋要領図

(6) 基礎の照査結果

1) 概要

1号の解析モデル図を図 7.3.71、2号及び3号の解析モデル図を図 7.3.72 に示す。

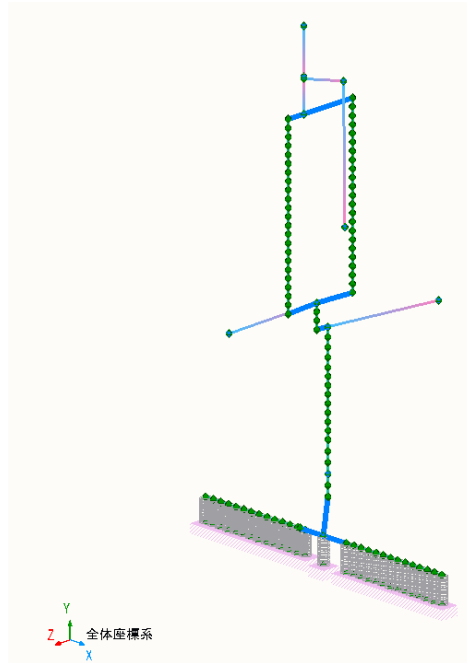


図 7.3.71 底版（1号）解析モデル図

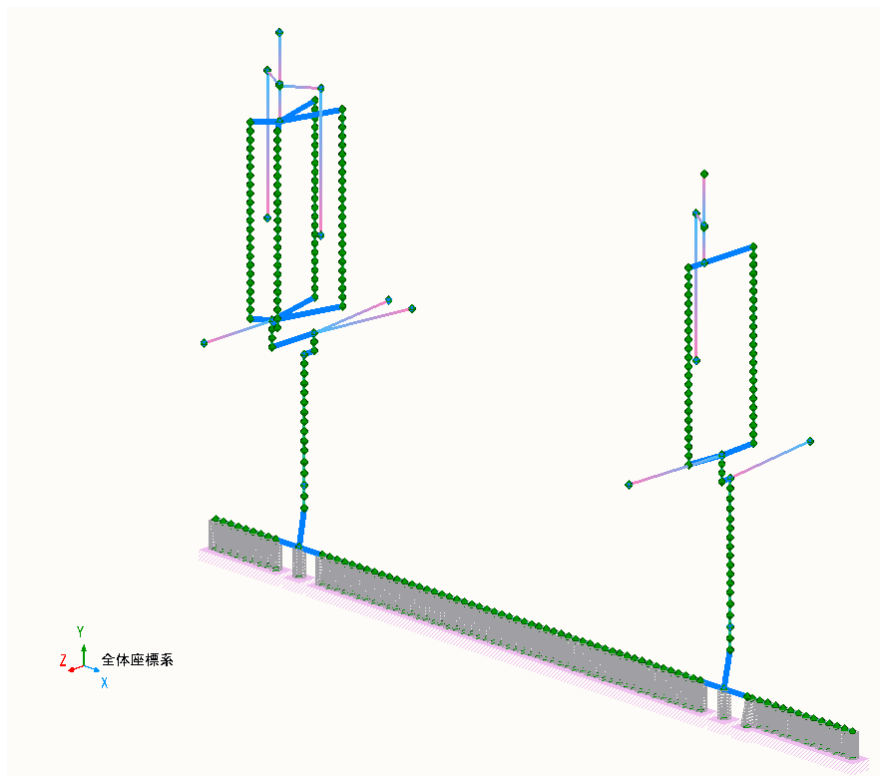


図 7.3.72 底版（2号及び3号）解析モデル図

出典：調査団

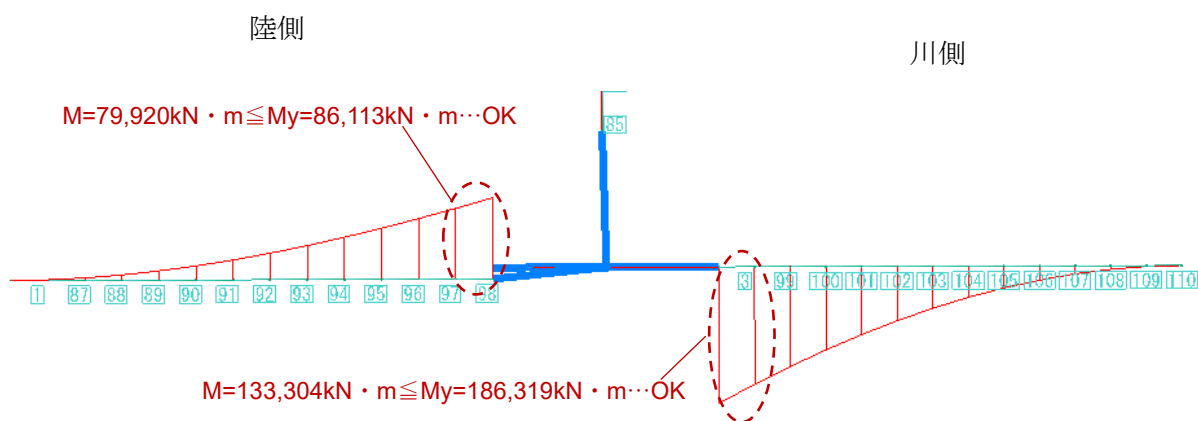
2) 解析ケース

対象とする解析ケースを以下に示す。水流方向は底版の有効高が大きく、耐力が大きいことから対象外とする。

- ・水流直角方向（左岸→右岸方向）
- ・水流直角方向（左岸←右岸方向）

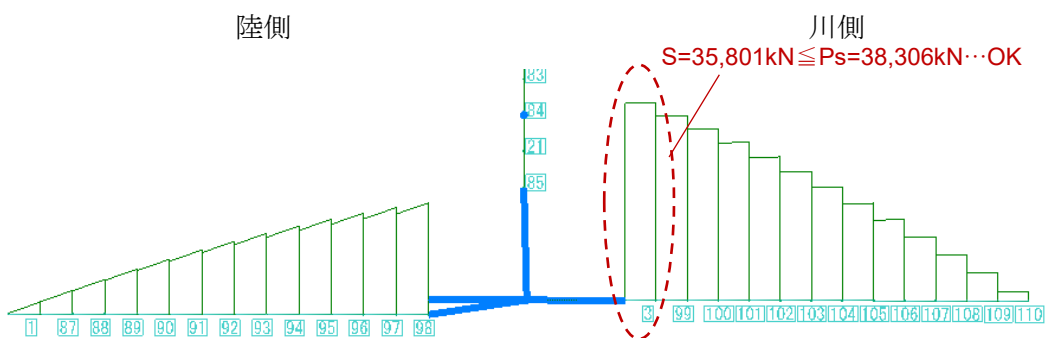
3) 解析結果

解析結果として、以下の断面力分布図を次頁以降に示す。図 7.3.81～図 7.3.84 に示す配筋要領で曲げ、せん断ともに発生値に対して、耐力が上回り耐震性能を満足することを確認した。



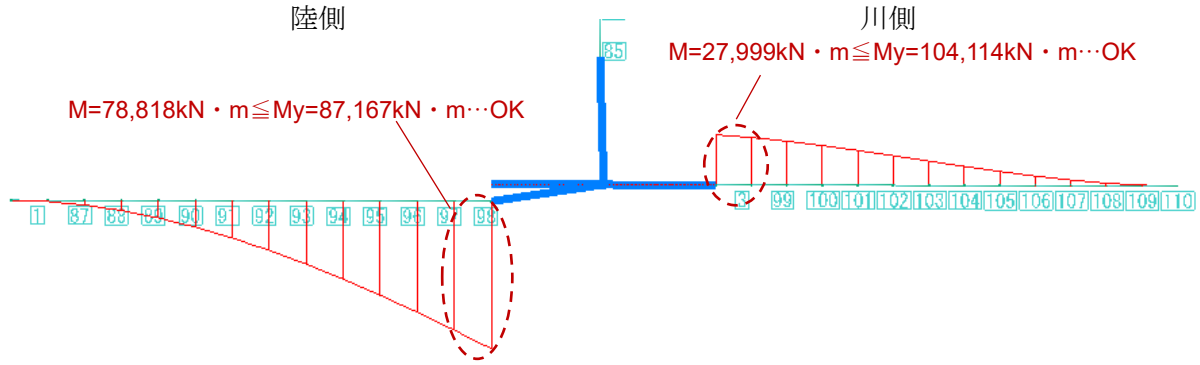
出典：調査団

図 7.3.73 曲げモーメント分布図（1号堰柱部底版（左岸→右岸方向載荷時））



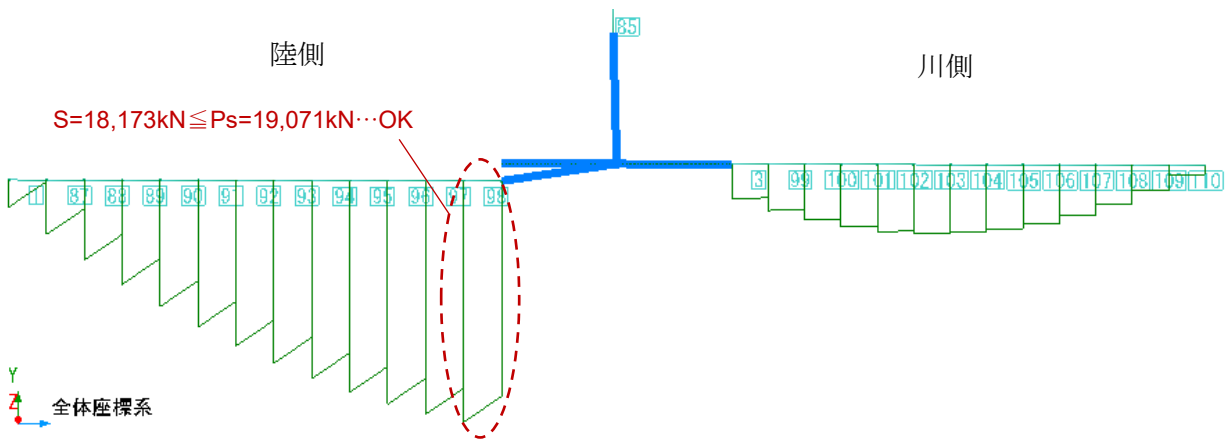
出典：調査団

図 7.3.74 せん断力分布図（1号堰柱部底版（左岸→右岸方向載荷時））



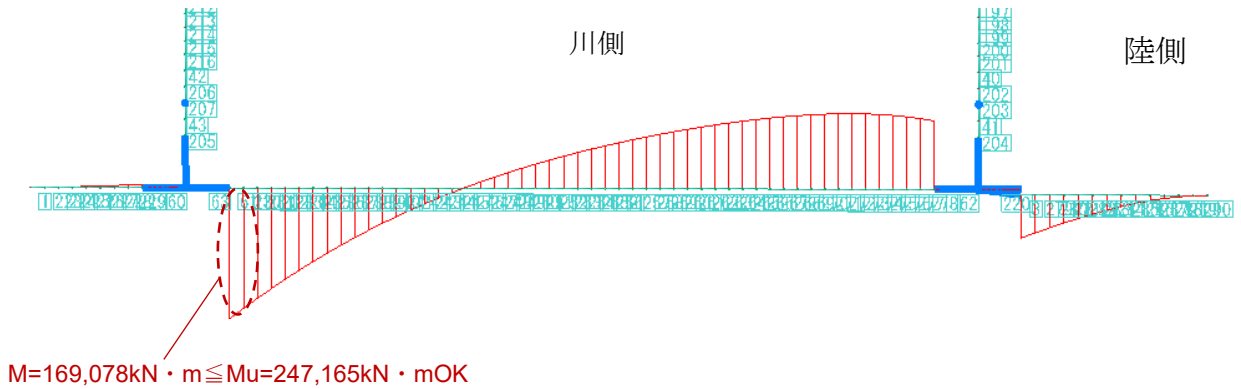
出典：調査団

図 7.3.75 曲げモーメント分布図（1号堰柱部底版（左岸←右岸方向載荷時））



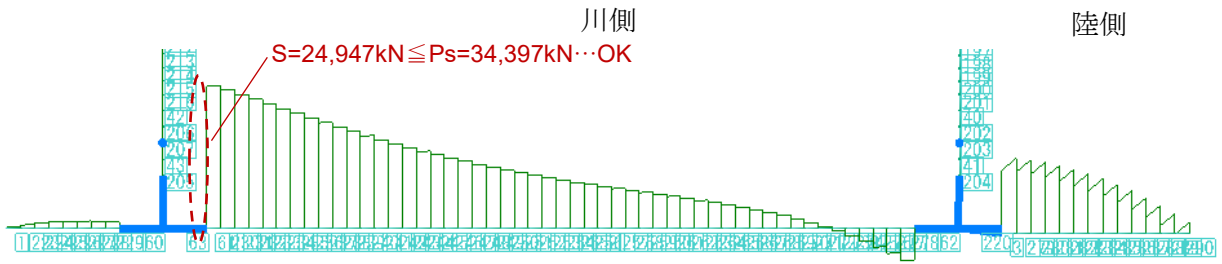
出典：調査団

図 7.3.76 せん断力分布図（1号堰柱部底版（左岸←右岸方向載荷時））



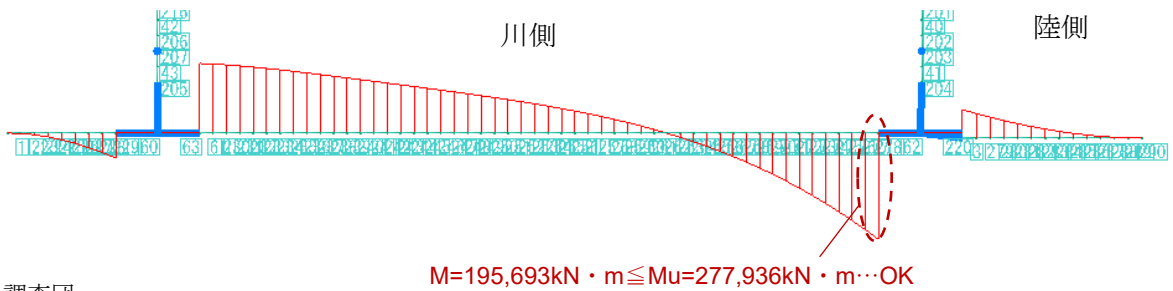
出典：調査団

図 7.3.77 曲げモーメント分布図（2号、3号堰柱部底版（左岸→右岸方向載荷時））



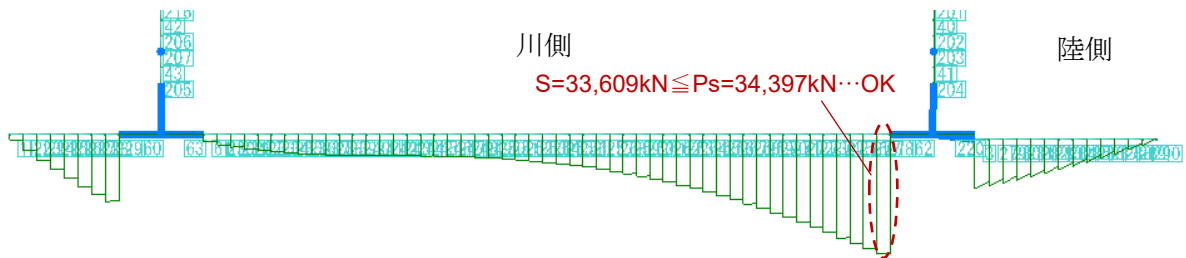
出典：調査団

図 7.3.78 せん断力分布図（2号、3号堰柱部底版（左岸→右岸方向載荷時））



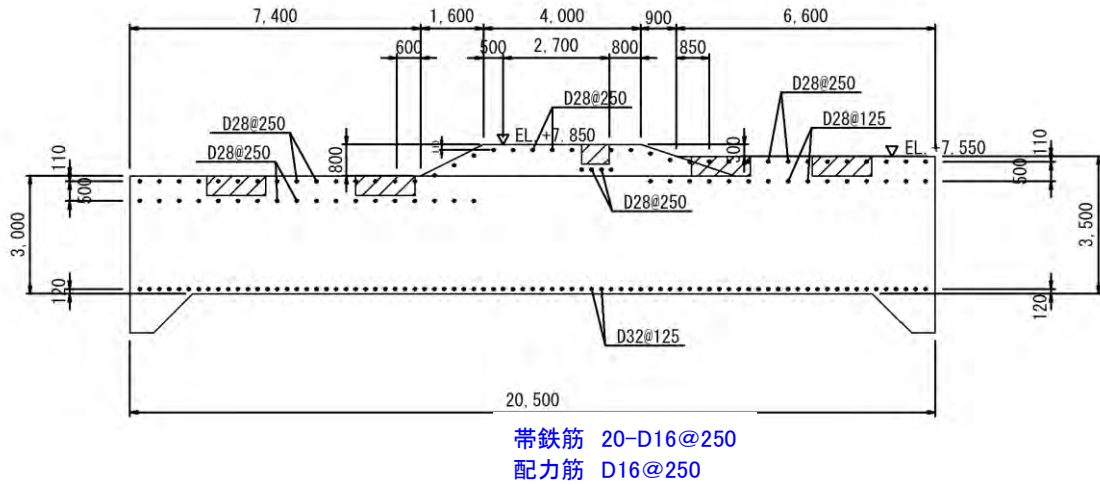
出典：調査団

図 7.3.79 曲げモーメント分布図（2号、3号堰柱部底版（左岸←右岸方向載荷時））



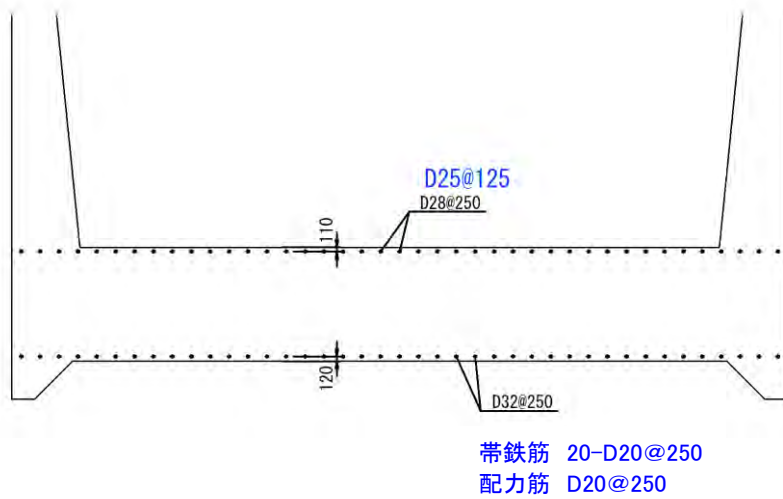
出典：調査団

図 7.3.80 せん断力分布図（2号、3号堰柱部底版（左岸←右岸方向載荷時））



出典：調査団

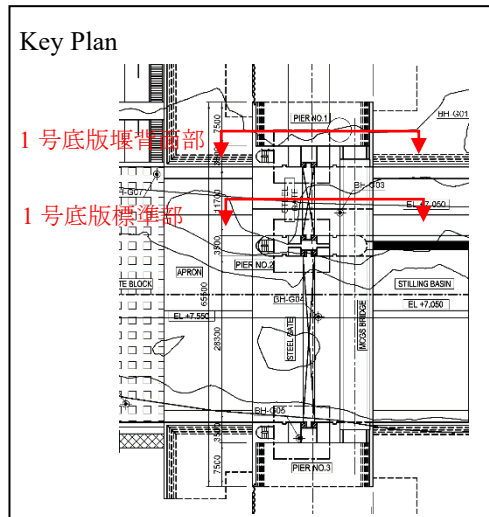
図 7.3.81 1号底板標準部配筋図

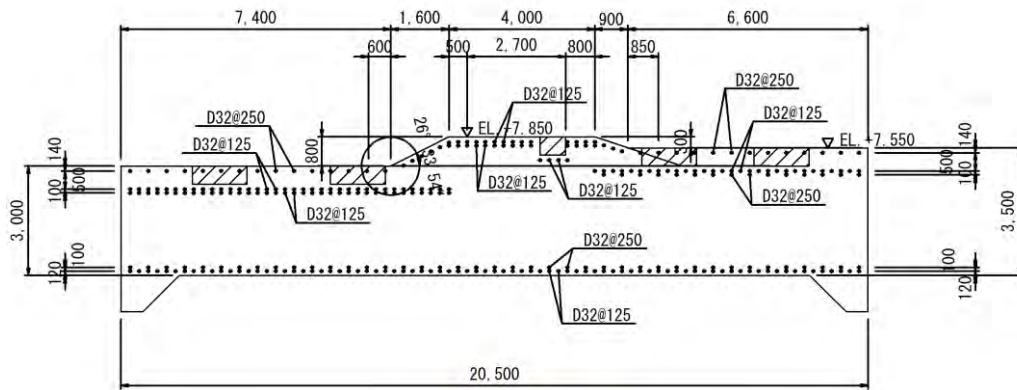


出典：調査団

図 7.3.82 1号底板堰背面部配筋図

凡例
 黒字：常時・L1 で決定した配筋
 青字：L2 照査を踏まえて変更した配筋

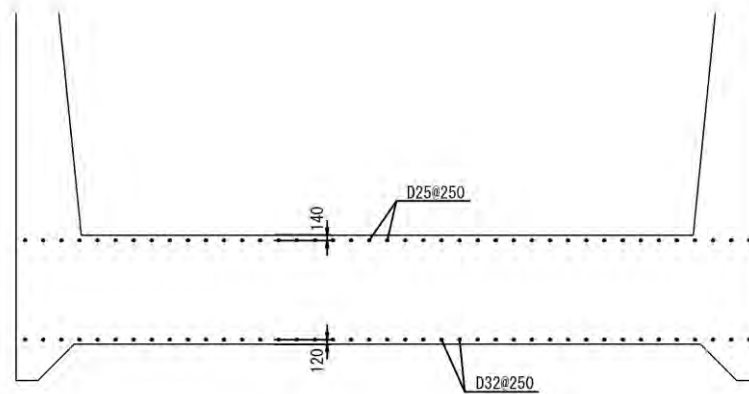




帯鉄筋 20-D20@250
配力筋 D20@250

出典：調査団

図 7.3.83 2号～3号底板標準部配筋図

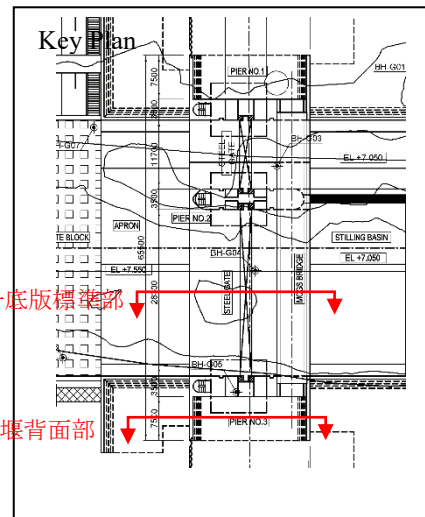


帯鉄筋 20-D16@250
配力筋 D16@250

出典：調査団

図 7.3.84 2号～3号底板堰背面部配筋図

凡例
黒字：常時・L1で決定した配筋
青字：L2照査を踏まえて変更した配筋



7.3.2.5 管理橋

基本設計において決定した MCGS 管理橋の構造計算結果を以下より示す。

(1) 短支間 : L=14.40m

1) 主桁の設計

DGCS 12.6.3		Stresses Limitations for Prestressing Tendons,		
Condition	Tendon Type			
	Stress-Relieved Strand and Plain High-Strength Bars (MPa)	Low Relaxation Strand (MPa)	Deformed High-Strength Bars (MPa)	
Pretensioning				
Immediately prior to transfer (<i>f_{pbt}</i>)	1302.00	1395.00	-	
At service limit state after all losses (<i>f_{pe}</i>)	1339.20	1339.20	1339.20	
Post-Tensioning				
Prior to seating-short-term <i>f_{pbt}</i> may be allowed	1506.60	1506.60	1506.60	
At anchorages and couplers immediately after anchor set	1302.00	1302.00	1302.00	
Elsewhere along length of member away from anchorages and couplers immediately after anchor set	1302.00	1376.40	1302.00	
At service limit state after losses (<i>f_{pe}</i>)	1339.20	1339.20	1339.20	
DGCS 12.6.4.1		For Temporary Stresses Before Losses-Fully Prestressed Components,		
		Compression Stresses, 0.60 f _{ci} = 21.00 MPa		
DGCS 12.6.3.1-1		Tension Stresses,		
Bridge Type	Location	Stress Limit (MPa)		
Other Than Segmentally-Constructed Bridges	In precompressed tensile zone without bonded reinforcement	N/A		
	In areas other than the precompressed tensile zone and without bonded reinforcement	1.38		
	In areas with bonded reinforcement (reinforcing bars or prestressing steel) sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of 0.50 f _y , not to exceed 210 MPa.	3.73		
	For handling stresses in prestressed piles	2.46		
Segmentally-Constructed Bridges	Longitudinal Stresses Through Joints in the Precompressed Tensile Zone			
	Joints with minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints, which is sufficient to carry the calculated tensile force at a stress of 0.5 f _y , with internal tendons or external tendons	1.48		
	Joints without minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints	0.00		
	Transverse Stresses Through Joints For any type of joint	1.48		
	Stresses in Other Areas			
	For areas without bonded non-prestressed reinforcement	0.00		
	In areas with bonded reinforcement (reinforcing bars or prestressing steel) sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of 0.50 f _y , not to exceed 210 MPa.	2.96		
Principal Tensile Stress at Neutral Axis in Web				
All types of segmental concrete bridges with internal and/or external tendons, unless the Owner imposes other criteria for critical structures	1.71			
DGCS 12.6.4.2		For Stresses at Service Limit State after Losses-Fully Prestressed Components,		
DGCS 12.6.4.2-1		Compression Stresses,		
Location		Stress Limit (MPa)		
In other than segmentally constructed bridges due to the sum of effective prestress and permanent loads	Girder	20.25		
	Deck	12.60		
In segmentally constructed bridges due to the sum of effective prestress and permanent loads	Girder	20.25		
	Deck	12.60		
Due to the sum of effective prestress, permanent loads, and transient loads and during shipping and handling	Girder	27.00		
	Deck	16.80		

DGCS 12.6.4.2.2		Tension Stresses,		
Bridge Type	Location	Stress Limit (MPa)		
Other Than Segmentally-Constructed Bridges	Tension in the Precompressed Tensile Zone Bridges, Assuming Uncracked Sections			
	For components with bonded prestressing tendons or reinforcement that are subjected to not worse than moderate corrosion conditions	3.35		
	For components with bonded prestressing tendons or reinforcement that are subjected to severe corrosive conditions	1.68		
	For components with unbonded prestressing tendons	0.00		
Segmentally Constructed Bridges	Longitudinal Stresses Through Joints in the Precompressed Tensile Zone			
	Joints with minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints sufficient to carry the calculated longitudinal tensile force at a stress of 0.5 fy; internal tendons or external tendons	1.68		
	Joints without the minimum bonded auxiliary reinforcement through joints	0.00		
	Transverse Stresses Through Joints Tension in the transverse direction in precompressed tensile zone	1.68		
	Stresses in Other Areas			
	For areas without bonded reinforcement	0.00		
	In areas with bonded reinforcement sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of 0.5 fy; not to exceed 205 Mpa.	3.35		
	Principal Tensile Stress at Neutral Axis in Web			
	All types of segmental concrete bridges with internal and/or external tendons, unless the Owner imposes other criteria for critical structures.	1.94		
Estimate of Required Number of Strands,				
Estimated Center of Gravity of Strands from Bottom of Girder,		=	130.00 mm	
Limit Cracking due to Tensile Stress,		=	130.00 mm	
Tensile Stress Limit for Concrete at Service Load,		=	3.35 MPa	
Required Pre-Compressive Stress at the Bottom Fiber,		=	1.11 MPa	
Required Effective Prestressing Force,		$P = \frac{\left[\frac{M}{(St)} - \sigma \right]}{\left[\frac{e}{(St)} + \frac{1}{A} \right]}$	P = 1014.86 KN	
No Tensile Stress during Service Load,		$P = \frac{\left[\frac{M}{(St)} \right]}{\left[\frac{e}{(St)} + \frac{1}{A} \right]}$	P = 848.52 KN	
Estimated Prestress Loss vs. Actual Prestress Loss,				
Estimated Percentage of Prestress Loss,		=	36.67358 %	
Actual Percentage of Prestress Loss,		=	36.67358 %	
Estimated vs. Actual Percentage of Prestress Loss,		=	0.00000 %	
Required Number of Strands,				
Estimated Effective Jacking Force,		=	1602.59 KN	
Allowable Stress for Prestressing Steel near Anchorage,		=	1230.87 mm ²	
Estimated Area of Prestressing Steel,		=	12.47 strands	
Estimated Number of Strands Required,		=	13.00 strands	
Number of Strands,		=	30.00 strands	
Number of Identical Tendons,		N =	3.00	
Pattern of Strands at Midspan				
Row	Centroid	No. of Strand	n*yb	e _{mid}
	yb	n		
1	190.00	10.00	1900.00	438.240
2	100.00	10.00	1000.00	528.240
3	100.00	10.00	1000.00	528.240
4	0.00	0.00	0.00	0.000
5	0.00	0.00	0.00	0.000
6	0.00	0.00	0.00	0.000
7	0.00	0.00	0.00	0.000
8	0.00	0.00	0.00	0.000
9	0.00	0.00	0.00	0.000
10	0.00	0.00	0.00	0.000
TOTAL		30.00	3900.00	
Computed Centroid at Mid-Span vs. Estimated Centroid at Mid-Span,				
Computed Centroid at Mid-Span,		Y _{computed}	=	130.00 mm
Estimated Centroid at Mid-Span,		Y _{estimated}	=	130.00 mm
Relative Error,		%error	=	0.00 %
Computed Total Area of Prestressing Steel,		A _{ps}	=	2961.00 mm ²
Computed Eccentricity at Mid-Span,		e _{computed}	=	498.24 mm

	Jacking Stress per Strand,	=	3908.81 MPa				
	Total Prestress Loss at Transfer,	=	224.69 MPa				
	Total Prestress Loss at Service,	=	389.22 MPa				
	Stress per Strand at Transfer,	=	3684.12 MPa				
	Stress per Strand at Service,	=	3294.90 MPa				
	Total Prestress Losses at Service between Time of Transfer and Deck Placement, $\Delta f_{pId} = \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1}$	Δf_{pId}	=	196.18 MPa			
	Total Prestress Losses at Service After Deck Placement, $\Delta f_{pIdf} = \Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pKS}$	Δf_{pIdf}	=	193.04 MPa			
	Total Prestress Loss,	=	613.92 MPa				
	Percentage of Total Losses,	=	36.67 %				
	Check for Prestressing Limit,						
	Allowable Prestress Limit at Service,	=	1339.20 MPa				
	Stress in Strands after Losses,	=	1060.08 MPa	OK!			
	Final Effective Prestressing Force after Losses,	=	3138.91 KN				
DGCS 12.6.5.2	Instantaneous Losses, Anchorage Set,	Δf_{pa}	=	134.06 MPa			
	Friction Losses, Between the Prestressing Tendons and the Duct Wall, $\Delta f_{pF} = fpj(1 - e^{-(kx + \mu s)})$						
DGCS 12.6.5.2-1	Between the External Tendons across a Single Deviator Pipe, $\Delta f_{pF} = fpj(1 - e^{-\mu(a - 0.04)})$						
DGCS 12.6.5.2-2	Wobble Friction,	K	=	6.60E-07			
	Coefficient of Friction,	μ	=	0.23			
	Stress in Prestressing Steel During Jacking						
		Duct	Jacking Force (Pj)	No. of Strands (N)	Jacking Stress (fpj)		
		1	3,858,000.00	10.00	YIELD 1674.00		
		2	3,858,000.00	10.00	YIELD 1674.00		
		3	3,858,000.00	10.00	YIELD 1674.00		
		4	0.00	0.00			
		5	0.00	0.00			
		6	0.00	0.00			
		7	0.00	0.00			
		8	0.00	0.00			
		9	0.00	0.00			
		10	0.00	0.00			
		TOTAL	11,574,000.00				
	Sum of Absolute Values of Angular Change of Prestressing Steel,						
		Duct	Centroid at Ends	Centroid at Mid	SAG	x	a
		1	900.00	190.00	710.00	7.247	0.099
		2	700.00	100.00	600.00	7.233	0.083
		3	500.00	100.00	400.00	7.215	0.056
		4	0.00	0.00	0.00		
		5	0.00	0.00	0.00		
		6	0.00	0.00	0.00		
		7	0.00	0.00	0.00		
		8	0.00	0.00	0.00		
		9	0.00	0.00	0.00		
		10	0.00	0.00	0.00		
	Computed Prestress Loss due to Friction,						
		Duct	Jacking Stress (fpj)	$1 - e^{-(kx + \mu s)}$	Friction Loss (Δf_{pF})		
		1	1674.00	0.022	37.55		
		2	1674.00	0.019	31.79		
		3	1674.00	0.013	21.26		
		4					
		5					
		6					
		7					
		8					
		9					
		10					
DGCS 12.6.5.2.4	Elastic Shortening, $\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_c l} f_{cgp}$						
	Sum of Concrete Stresses at Center of Gravity of Tendon after Transfer, $f_{cgp} = \left(\frac{Pi}{A} \right) + \left(\frac{Pi + \mu c^2}{I} \right) \left(\frac{Mg + \mu c}{l} \right)$	f_{cgp}	=	24.18 MPa			
	NOTE:						
	f_{cgp} values may be calculated using a steel stress reduced below the initial value by a margin dependent on elastic shortening, relaxation, and friction effects.						
	Estimated Prestress Loss,	Loss _{est}	=	1.313721			
	Eccentricity of Strands from Bottom of Girder at Midspan,	ec	=	550.00 mm			
	Total Prestressing Force at Release (w/ Anchorage Loss),	Pi	=	1.20E+07 N			
	Moment due to Selfweight at Midspan,	Mg	=	702.77 KN-m			
	Computed Loss due to Elastic Shortening vs. Estimated Loss,						
	Computed Loss,	Δf_{pES}	=	53.08 MPa			
	Percentage of Loss,	Loss _{est}	=	1.313721 %			
	Relative Error,	Error _{rel}	=	0.00			OK!

DGCS 12.6.5.4	Refined Estimates of Time-Dependent Losses.			
DGCS 12.6.5.4-1	The change in prestressing steel stress due to time dependent loss, Δf_{pLT} , shall be determined as follows :			
	$\Delta f_{pLT} = (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{td} + (\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df}$			
	where :			
	Δf_{pSR}	=	prestress loss due to shrinkage of girder concrete between transfer and deck placement (MPa)	
	Δf_{pCR}	=	prestress loss due to creep of girder concrete between transfer and deck placement (MPa)	
	Δf_{pR1}	=	prestress loss due to relaxation of prestressing strands between time of transfer and deck placement (MPa)	
	Δf_{pR2}	=	prestress loss due to relaxation of prestressing strands in composite section between time of deck placement and final time (MPa)	
	Δf_{pSD}	=	prestress loss due to shrinkage of girder concrete between time of deck placement and final time (MPa)	
	Δf_{pCD}	=	prestress loss due to creep of girder concrete between time of deck placement and final time (MPa)	
	Δf_{pSS}	=	prestress gain due to shrinkage of deck in composite section (MPa)	
	$(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{td}$	=	sum of time-dependent prestress losses between transfer and deck placement (MPa)	
	$(\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df}$	=	sum of time-dependent prestress losses after deck placement (MPa)	
	Accounts for Losses and Gains between Time of Deck Placement to Final Time.			
	Duct	$\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1}$	$\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS}$	
	1	75.35	112.01	
	2	75.58	112.22	
	3	75.99	112.62	
	4	0.00	0.00	
	5	0.00	0.00	
	6	0.00	0.00	
	7	0.00	0.00	
	8	0.00	0.00	
	9	0.00	0.00	
	10	0.00	0.00	
	Losses: Time of Transfer to Time of Deck Placement.			
	Shrinkage of Girder Concrete.			
DGCS 12.6.5.4-2	Prestress Loss due to Shrinkage of Girder Concrete between Transfer and Deck Placement,	Δf_{pSR}	=	51.73 MPa
	$\Delta f_{pSR} = \epsilon_{hd} F_p K_{td}$			
	in which:			
	Transformed Section Coefficient that Accounts for Time-Dependent interaction between Concrete and Bonded Steel in the Section being Considered for Time Period between Transfer and Deck Placement,	K_{td}	=	0.87
DGCS 12.6.5.4-3	$K_{td} = \frac{1}{1 + \frac{E_p A_{ps}}{E_c A_g} \left(1 + \frac{A_g e^2 p^2}{I_g} \right) \left[1 + 0.7 \phi_p(t_f, t_i) \right]}$			
	where :			
	Concrete Shrinkage Strain of Girder between the Time of Transfer and Deck Placement,	ϵ_{hd}	=	0.000303
	Eccentricity of Prestressing Force with Respect to Centroid of Girder; Positive in Common Construction where it is Below Girder Centroid,	e_p	=	498.24 mm
	Girder Creep Coefficient at Final Time due to Loading Introduced at Transfer,	$\Psi_b(t_f, t_i)$	=	1.25
	Final Age	t_f	=	9000.00 day/s
	Age at Transfer	t_i	=	3.00 day/s
	Creep of Girder Concrete.			
DGCS 12.6.5.4-4	Prestress Loss due to Creep of Girder Concrete between Transfer and Deck Placement,	Δf_{pCR}	=	128.55 MPa
	$\Delta f_{pCR} = \frac{F_p}{E_c A_g} f_{crp} \phi_p(t_f, t_i) K_{td}$			
	where :			
	Girder Creep Coefficient at Time of Deck Placement due to Loading Introduced at Transfer,	$\Psi_b(t_d, t_i)$	=	0.93
	Age at Deck Placement (days),	t_d	=	120.00 day/s
	Relaxation of Prestressing Strands.			
	Prestress Loss due to Relaxation of Prestressing Strands between Time of Transfer and Deck Placement,	Δf_{pR1}		
DGCS 12.6.5.4-5	$\Delta f_{pR1} = \frac{f_{pt}}{K_L} \left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0.55 \right)$			
	where :			
	Stress in Prestressing Strands Immediately After Transfer, Taken Not Less Than 0.55 f_{py} ,	f_p		
	30 for Low Relaxation Strands and 7 for Other Prestressing Steel, Unless More Accurate Manufacturer's Data are Available,	K_L	=	30.00
	Computed Prestress Loss due to Relaxation.			
	Duct	f_p (MPa)	Δf_{pR1} (MPa)	
	1	1449.31	15.26	
	2	1455.07	15.48	
	3	1465.59	15.90	
	4	0.00	0.00	
	5	0.00	0.00	
	6	0.00	0.00	
	7	0.00	0.00	
	8	0.00	0.00	
	9	0.00	0.00	
	10	0.00	0.00	

Losses: Time of Deck Placement to Final Time

Shrinkage of Girder Concrete,

Prestress Loss due to Shrinkage of Girder Concrete between Time of Deck Placement and Final Time, Δf_{pSD} = 70.34 MPa

$\Delta f_{pSD} = \epsilon_{shd} K_g K_{df}$

in which:

Transformed Section Coefficient that Accounts for Time-Dependent Interaction between Concrete and Bonded Steel in the Section being Considered for Time Period between Deck Placement and Final Time, K_{df} = 0.88

$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p A_{ps}}{E_c A_c} \left(1 + \frac{A_c e_d^2}{I_c}\right) |1 + 0.7 \phi_{sh}(t_f, t_d)|}$

where:

Shrinkage Strain of Girder between Time of Deck Placement and Final Time, ϵ_{shd} = 0.000407

Eccentricity of Prestressing Force with Respect to Centroid of Composite Section; Positive in Typical Construction where Prestressing Force is Below Centroid of Section, e_{pc} = 857.97 mm

Area of Section Calculated using the Gross Composite Concrete Section Properties of the Girder and the Deck and the Deck-to-Girder Modular Ratio, A_c = 833074.65 mm²

Moment of Inertia of Section Calculated using the Gross Composite Concrete Section Properties of the Girder and the Deck and the Deck-to-Girder Modular Ratio at Service, I_c = 2.79733E+11 mm⁴

Creep of Girder Concrete,

Prestress Loss due to Creep of Girder Concrete between Time of Deck Placement and Final Time, Δf_{pCD}

$\Delta f_{pCD} = \frac{E_p}{E_c} f_{rm} \phi_{sh} [(t_f - t_c) - \phi_{sh}(t_f, t_c)] K_{df} + \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{rc} \phi_{sh}(t_f - t_d) K_{df}$

where:

Change in Concrete Stress at Centroid of Prestressing Strands due to Long-Term Losses between Transfer and Deck Placement, Combined with Deck Weight and Superimposed Loads, Δf_{cd}

$\Delta f_{cd} = (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{CR} + \Delta f_{PR1}) \frac{A_{ps}}{A_c} \left(1 + \frac{A_c e_d^2}{I_c}\right) \left(\frac{M_{DL} + (M_{LL} + M_{WV}) C_{rLL}}{I_c}\right)$

Girder Creep Coefficient at Final Time due to Loading at Deck Placement, $\Psi_b(t_f, t_d)$ = 0.81

Duct	$\Delta f_{pSR} + \Delta f_{CR} + \Delta f_{PR1}$	Δf_{cd} (MPa)	Δf_{pCD} (MPa)
1	75.35	-0.92	40.22
2	75.58	-0.92	40.21
3	75.99	-0.93	40.18
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00

Relaxation of Prestressing Strands,

Prestress Loss due to Relaxation of Prestressing Strands in Composite Section between Time of Deck Placement and Final Time, Δf_{pR2}

$\Delta f_{pR2} = \Delta f_{pR1}$

Duct	Δf_{pR2} (MPa)
1	15.26
2	15.48
3	15.90
4	0.00
5	0.00
6	0.00
7	0.00
8	0.00
9	0.00
10	0.00

Shrinkage of Deck Concrete,

Prestress Gain due to Shrinkage of Deck in Composite Section

$\Delta f_{pSS} = \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{shd} K_{df} |1 + 0.7 \phi_{sh}(t_f, t_d)|$ Δf_{pSS} = -13.81 MPa

in which:

Change in Concrete Stress at Centroid of Prestressing Strands due to Shrinkage of Deck Concrete, Δf_{cdf} = -1.53 MPa

$\Delta f_{cdf} = \frac{\epsilon_{shd} A_d E_{cd}}{1 + 0.7 \phi_{sh}(t_f, t_d)} \left(\frac{1 - e_{pc} e_d}{A_c - I_c}\right)$

where:

Shrinkage Strain of Deck Concrete between Placement and Final Time, ϵ_{shd} = 0.000407

Area of Deck Concrete, A_d = 283971.83 mm²

Modulus of Elasticity of Deck Concrete, E_{cd} = 26752.50 MPa

Eccentricity of Deck with Respect to the Gross Composite Section, Positive in Typical Construction where Deck is Above Girder, e_d = 643.36 mm

Creep Coefficient of Deck Concrete at Final Time due to Loading Introduced Shortly after Deck Placements (i.e. overlays, barriers, etc.), $\Psi_b(t_f, t_d)$ = 0.81

TRANSFORMED SECTION PROPERTIES						
Modulus of Elasticity of Beam at Transfer,	Eci	=	29910.20	MPa		
Modulus of Elasticity of Beam at Service,	Ec	=	33914.98	MPa		
Modulus of Elasticity of Prestressing Strands,	Eps	=	197000.00	MPa		
Modular Ratio of Strands to Beam at Transfer,	n _i	=	6.59			
Modular Ratio of Strands to Beam at Service,	n _s	=	5.81			
Area of Prestressing Strands,	Aps	=	98.70	mm ²		
Transformed Area of Prestressing Strands at Transfer,	(Aps (n _i -1))	=	16541.28	mm ²		
Transformed Area of Prestressing Strands at Service,	(Aps (n _s -1))	=	14238.39	mm ²		
Midspan Center of Gravity of Strands,	Ybot	=	130.00	mm		
Girder and Strands (Initial, Transfer),						
	Element	A	Ybot	Ay	Io	D
	Girder	5.0903E+05	6.2824E+02	3.1979E+08	1.0862E+11	1.5681E+01
	Strands	1.6541E+04	1.3000E+02	2.1504E+06	0.0000E+00	4.8256E+02
	TOTAL	5.2557E+05		3.2194E+08	1.0862E+11	1.2517E+08
Transformed Initial :						
Neutral Axis from Extreme Bottom Fiber,	Ybot	=	612.56	mm		
Neutral Axis from Extreme Top Fiber,	Ytop	=	759.04	mm		
Moment of Inertia About X-axis,	Ix	=	1.13E+11	mm ⁴		
Section Modulus from Bottom Neutral Axis,	Sxb	=	1.84E+08	mm ³		
Section Modulus from Top Neutral Axis,	Sxt	=	1.48E+08	mm ³		
Eccentricity,	e	=	482.56	mm		
Girder and Strands (Final),						
	Element	A	Ybot	Ay	Io	D
	Girder	5.0903E+05	6.2824E+02	3.1979E+08	1.0862E+11	1.3557E+01
	Strands	1.4238E+04	1.3000E+02	1.8510E+06	0.0000E+00	4.8468E+02
	TOTAL	5.2327E+05		3.2164E+08	1.0862E+11	3.3448E+09
Transformed Service :						
Neutral Axis from Extreme Bottom Fiber,	Ybot	=	614.68	mm		
Neutral Axis from Extreme Top Fiber,	Ytop	=	756.92	mm		
Moment of Inertia About X-axis,	Ix	=	1.12E+11	mm ⁴		
Section Modulus from Bottom Neutral Axis,	Sxb	=	1.82E+08	mm ³		
Section Modulus from Top Neutral Axis,	Sxt	=	1.48E+08	mm ³		
Eccentricity,	e	=	484.68	mm		
Composite Girder and Deck,						
	Element	A	Ybot	Ay	Io	D
	Girder	5.0903E+05	6.2824E+02	3.1979E+08	1.0862E+11	3.0779E+02
	Strands	1.4238E+04	1.3000E+02	1.8510E+06	0.0000E+00	8.0605E+02
	Slab	2.8397E+05	1.5716E+03	4.4629E+08	9.4657E+08	6.3557E+02
	Haunch	4.0072E+04	6.2824E+02	2.5175E+07	3.3393E+07	3.0779E+02
	TOTAL	8.4731E+05		7.9311E+08	1.0960E+11	3.7961E+09
Transformed Service Composite :						
Neutral Axis from Extreme Bottom Fiber,	Ybot	=	936.03	mm		
Neutral Axis from Extreme Top Fiber,	Ytop	=	535.57	mm		
Neutral Axis from Extreme Top Fiber for Girder,	Ytopg	=	435.57	mm		
Moment of Inertia About X-axis,	Ix	=	2.86E+11	mm ⁴		
Section Modulus from Bottom Neutral Axis,	Sxb	=	3.05E+08	mm ³		
Section Modulus from Top Neutral Axis,	Sxt	=	5.33E+08	mm ³		
Section Modulus from Top Neutral Axis of Girder,	Sxtg	=	6.56E+08	mm ³		
Eccentricity,	e	=	806.03	mm		
SUMMARY OF SECTION PROPERTIES,						
		NON-COMPOSITE SECTION			COMPOSITE SECTION	
		Gross	Transformed at Transfer	Transformed at Service	Gross	Transformed
	Area, mm ²	509031.24	525572.52	5.2327E+05	833074.65	847313.04
	Neutral Axis from Extreme Bottom Fiber, mm	628.24	612.56	614.68	987.97	936.03
	Neutral Axis from Extreme Top Fiber, mm	743.36	759.04	756.92	383.63	535.57
	Moment of Inertia, mm ⁴	1.09E+11	1.13E+11	1.12E+11	2.80E+11	2.86E+11
	Eccentricity, mm	498.24	482.56	484.68	857.97	806.03

STRESS AT TRANSFER,						
Force per Strand at Transfer,						
Stress per Strand at Transfer,	$f_{pi} = 1113.16 \text{ MPa}$					
Total Prestressing Force at Transfer, $P_i = f_{pi} \times A_{ps}$	$P_i = 3296.08 \text{ KN}$					
Stress Limits for Concrete,						
Compression Stresses,						
Compressive Stress Limit for Prestensioned and Post-Tensioned Concrete,	$0.60 f_{ci} = 21.00 \text{ MPa}$					
Tension Stresses,	$= 3.73 \text{ MPa}$					
Stress at Transfer Length,						
Transfer Length,	$L_{transfer} = 762.00 \text{ mm}$					
Moment due to Beam Selfweight at Transfer,	$M_g = 63.48 \text{ KN-m}$					
Due to Camber of the Beam, The Effective Beam Length shall be Taken as the Whole Beam Length,						
$M_g = \frac{Wx}{2}(L-x)$						
Beam Uniform Load,	$W = 12.22 \text{ KN/m}$					
Transfer Length,	$x = 0.76 \text{ m}$					
Beam Span,	$L_{span} = 14.40 \text{ m}$					
Stress at the Beam,						
Top Stress,	$f_t = 16.57 \text{ MPa}$					
$f_t = \frac{P_i}{A_{t,transformed}} + \frac{P_i \cdot e}{S_{t,transformed}} + \frac{M_g}{S_{t,transformed}}$	$f_t < 21.00 \text{ MPa}$ OK!					
Area of Girder,	$A = 525572.52 \text{ mm}^2$					
Eccentricity of Prestressing Strand,	$e = 482.56 \text{ mm}$					
Section Modulus,	$S_{t,transformed} = 1.48E+08 \text{ mm}^3$					
Bottom Stress,	$f_b = -2.04 \text{ MPa}$					
$f_b = \frac{P_i}{A_{b,transformed}} - \frac{P_i \cdot e}{S_{b,transformed}} + \frac{M_g}{S_{b,transformed}}$	$f_b > -3.73 \text{ MPa}$ OK!					
Section Modulus,	$S_{t,transformed} = 1.84E+08 \text{ mm}^3$					
Stress at Transfer Length (Considering Effect of Harping),						
Cable Profile,						
$y = \frac{4 \cdot \Delta g}{L^2} (0.50L - x)^2 + y_{midspan}$						
Point	Distance	1	2	3	4	5
0.000	0.000	900.00	700.00	500.00	0.00	0.00
0.025	0.360	830.78	641.50	461.00	0.00	0.00
0.050	0.720	765.10	586.00	424.00	0.00	0.00
0.100	1.440	644.40	484.00	356.00	0.00	0.00
0.125	1.800	589.38	437.50	325.00	0.00	0.00
0.200	2.880	445.60	316.00	244.00	0.00	0.00
0.250	3.600	367.50	250.00	200.00	0.00	0.00
0.300	4.320	303.60	196.00	164.00	0.00	0.00
0.375	5.400	234.38	137.50	125.00	0.00	0.00
0.400	5.760	218.40	124.00	116.00	0.00	0.00
0.450	6.480	197.10	106.00	104.00	0.00	0.00
0.500	7.200	190.00	100.00	100.00	0.00	0.00
Point	Distance	6	7	8	9	10
0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.025	0.360	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.050	0.720	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.100	1.440	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.125	1.800	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.200	2.880	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.250	3.600	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.300	4.320	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.375	5.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.400	5.760	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.450	6.480	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.500	7.200	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cable	0.00	0.36	0.72	1.44	1.80	2.88	3.60	4.32	5.40	5.76	6.48	7.20
Cable 1	900.00	830.78	765.10	644.40	589.38	445.60	367.50	303.60	234.38	218.40	197.10	190.00
Cable 2	700.00	641.50	586.00	484.00	437.50	316.00	250.00	196.00	137.50	124.00	106.00	100.00
Cable 3	500.00	461.00	424.00	356.00	325.00	244.00	200.00	164.00	125.00	116.00	104.00	100.00
Cable 4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cable 5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cable 6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cable 7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cable 8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cable 9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cable 10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Angular Change of Cable per Point						
$\frac{dy}{dx} = \frac{H * Sag}{L^2} (0.50L - x) = \alpha$						
Point	Distance	1	2	3	4	5
0.000	0.000	0.197	0.167	0.111	0.000	0.000
0.025	0.360	0.187	0.158	0.106	0.000	0.000
0.050	0.720	0.178	0.150	0.100	0.000	0.000
0.100	1.440	0.158	0.133	0.089	0.000	0.000
0.125	1.800	0.148	0.125	0.083	0.000	0.000
0.200	2.880	0.118	0.100	0.067	0.000	0.000
0.250	3.600	0.099	0.083	0.056	0.000	0.000
0.300	4.320	0.079	0.067	0.044	0.000	0.000
0.375	5.400	0.049	0.042	0.028	0.000	0.000
0.400	5.760	0.039	0.033	0.022	0.000	0.000
0.450	6.480	0.020	0.017	0.011	0.000	0.000
0.500	7.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Point	Distance	6	7	8	9	10
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.025	0.360	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.050	0.720	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.100	1.440	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.125	1.800	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.200	2.880	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.250	3.600	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.300	4.320	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.375	5.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.400	5.760	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.450	6.480	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.500	7.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cable Centroids at Transfer Length,						
Tendon	Centroid (Yb)	No. of Strands (N)	N * Yb			
1	757.67	10	7576.69			
2	579.72	10	5797.20			
3	419.81	10	4198.14			
4	0.00	0	0.00			
5	0.00	0	0.00			
6	0.00	0	0.00			
7	0.00	0	0.00			
8	0.00	0	0.00			
9	0.00	0	0.00			
10	0.00	0	0.00			
TOTAL		30	17572.03			
Center of Gravity of Tendons at Transfer Length, = 585.73 mm						
Eccentricity at Transfer Length, = 26.82 mm						
Stress at the Beam,						
Top Stress,						
$f_t = \frac{P_i}{A_t \text{ transformed}} + \frac{P_i * e}{S_t \text{ transformed}} - \frac{M_g}{S_t \text{ transformed}}$						
ft = 6.44 MPa						
ft < 21.00 MPa OK!						
Area of Girder, A = 525572.52 mm ²						
Eccentricity of Prestressing Strand, e = 26.82 mm						
Section Modulus, St transformed = 1.48E+08 mm ³						
Bottom Stress,						
$f_b = \frac{P_i}{A_t \text{ transformed}} - \frac{P_i * e}{S_b \text{ transformed}} + \frac{M_g}{S_b \text{ transformed}}$						
fb = 6.14 MPa						
fb < 21.00 MPa OK!						
Section Modulus, St transformed = 1.84E+08 mm ³						
Stress at Midspan,						
Moment due to Beam Selfweight at Transfer, Mg = 316.66 KN-m						
Due to Camber of the Beam, The Effective Beam Length shall be Taken as the Whole Beam Length,						
$M_H = \frac{W * L^2}{2} (L - x)$						
Beam Uniform Load, W = 12.22 KN/m						
Transfer Length, x = 7.20 m						
Beam Span, Lspan = 14.40 m						
Stress at the Beam,						
Top Stress,						
$f_t = \frac{P_i}{A_t \text{ transformed}} + \frac{P_i * e}{S_t \text{ transformed}} - \frac{M_g}{S_t \text{ transformed}}$						
ft = 14.86 MPa						
ft < 21.00 MPa OK!						
Area of Girder, A = 525572.52 mm ²						
Eccentricity of Prestressing Strand, e = 482.56 mm						
Section Modulus, St transformed = 1.48E+08 mm ³						
Bottom Stress,						
$f_b = \frac{P_i}{A_t \text{ transformed}} - \frac{P_i * e}{S_b \text{ transformed}} + \frac{M_g}{S_b \text{ transformed}}$						
fb = -0.66 MPa						
fb > -3.73 MPa OK!						
Section Modulus, St transformed = 1.84E+08 mm ³						

STRESS AT SERVICE.						
Force per Strand at Transfer,						
Stress per Strand at Service,						f _{pe} = 1339.20 MPa
Total Prestressing Forces at Service, $P_u = f_{pl} \cdot A_{ps}$						P _e = 3965.37 KN
Stress Limits for Concrete,						
Compressive Stress Limits under Unfactored Permanent Loads and Prestressing Force,						
Girder,						= 20.25 MPa
Deck Slab,						= 12.60 MPa
Compressive Stress Limits under Unfactored Permanent Loads, Transient Loads and Prestressing Force,						
Girder,						= 27.00 MPa
Deck Slab,						= 16.80 MPa
Tension Limits,						= 3.35 MPa
DGCS 10.3	Load Factors and Load Combinations,					
DGCS 10.3-1	Total Factored Force Effect, $Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$					
where :						
For Loads for which a Maximum Value of γ_i is Appropriate :						
DGCS 10.3-2	$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$					
For Loads for which a Minimum Value of γ_i is Appropriate :						
DGCS 10.3-3	$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$					
For Strength Limit State,						
Factor Relating to Ductility,						$\eta_D = 1.05$
Factor Relating to Redundancy,						$\eta_R = 1.05$
Factor Relating to Operational Importance,						$\eta_I = 1.00$
Load Modifier for Maximum Value of γ_i ,						$\gamma_i = 1.10$
Load Modifier for Minimum Value of γ_i ,						$\gamma_i = 0.91$
For All Other Limit States,						
Factor Relating to Ductility,						$\eta_D = 1.00$
Factor Relating to Redundancy,						$\eta_R = 1.00$
Factor Relating to Operational Importance,						$\eta_I = 1.00$
Load Modifier for Maximum Value of γ_i ,						$\gamma_i = 1.00$
Load Modifier for Minimum Value of γ_i ,						$\gamma_i = 1.00$
Stress at Top Fiber of Girder,						
Section Modulus from Top of Transformed Service,						S _{xt} = 1.48E+08 mm ³
Section Modulus from Top of Transformed Service Composite,						S _{xt} = 5.33E+08 mm ³
COMPRESSION STRESS per GIRDER (Strength I Limit State)						
Load Factor	1.25	1.50	1.75	1.75	Total	
Location	DC MPa	DW MPa	Lane Load MPa	Truck/Tandem MPa	MPa	
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.440	1.67	0.16	0.28	0.28	2.39	
2.880	2.97	0.29	0.50	0.53	4.30	
4.320	3.92	0.38	0.66	0.65	5.62	
5.760	4.51	0.44	0.76	0.72	6.43	
7.200	4.75	0.46	0.79	0.79	6.79	
8.640	4.51	0.44	0.76	0.66	6.38	
10.080	3.92	0.38	0.66	0.52	5.49	
11.520	2.97	0.29	0.50	0.37	4.14	
12.960	1.67	0.16	0.28	0.19	2.30	
14.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Stress at Bottom Fiber of Girder,						
Section Modulus from Bottom of Transformed Service,						S _{xb} = 1.82E+08 mm ³
Section Modulus from Bottom of Transformed Service Composite,						S _{xb} = 3.05E+08 mm ³
COMPRESSION STRESS per GIRDER (Strength I Limit State)						
Load Factor	1.25	1.50	1.75	1.75	Total	
Location	DC MPa	DW MPa	Lane Load MPa	Truck/Tandem MPa	MPa	
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.440	1.35	0.29	0.49	0.49	2.62	
2.880	2.41	0.51	0.88	0.92	4.73	
4.320	3.19	0.67	1.16	1.14	6.15	
5.760	3.67	0.77	1.33	1.26	7.02	
7.200	3.85	0.80	1.39	1.38	7.43	
8.640	3.67	0.77	1.33	1.16	6.92	
10.080	3.19	0.67	1.16	0.91	5.93	
11.520	2.41	0.51	0.88	0.65	4.46	
12.960	1.35	0.29	0.49	0.34	2.47	
14.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

Compressive Stress Limits (STRENGTH II Limit State)							
Stress at Top Fiber of Girder							
Section Modulus from Top of Transformed Service,					Sxt	=	1.48E+08 mm ⁴
Section Modulus from Top of Transformed Service Composite,					Sxt	=	5.33E+08 mm ⁴
COMPRESSIVE STRESS per GIRDER (Strength II Limit State)							
Load Factor	1.25	1.50	1.35	1.35	Total		
Location	DC	DW	Lane Load	Permit	MPa		
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa		
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
1.440	1.67	0.16	0.22	0.22	2.26		
2.880	2.97	0.29	0.39	0.41	4.06		
4.320	3.92	0.38	0.51	0.50	5.32		
5.760	4.51	0.44	0.59	0.56	6.09		
7.200	4.75	0.46	0.61	0.61	6.43		
8.640	4.51	0.44	0.59	0.51	6.05		
10.080	3.92	0.38	0.51	0.40	5.22		
11.520	2.97	0.29	0.39	0.29	3.94		
12.960	1.67	0.16	0.22	0.15	2.20		
14.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Stress at Bottom Fiber of Girder							
Section Modulus from Bottom of Transformed Service,					Sxb	=	1.82E+08 mm ⁴
Section Modulus from Bottom of Transformed Service Composite,					Sxb	=	3.05E+08 mm ⁴
COMPRESSIVE STRESS per GIRDER (Strength II Limit State)							
Load Factor	1.25	1.50	1.35	1.35	Total		
Location	DC	DW	Lane Load	Permit	MPa		
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa		
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
1.440	1.35	0.29	0.38	0.38	2.40		
2.880	2.41	0.51	0.68	0.71	4.31		
4.320	3.19	0.67	0.89	0.88	5.63		
5.760	3.67	0.77	1.02	0.97	6.43		
7.200	3.85	0.80	1.07	1.07	6.80		
8.640	3.67	0.77	1.02	0.90	6.35		
10.080	3.19	0.67	0.89	0.70	5.45		
11.520	2.41	0.51	0.68	0.50	4.11		
12.960	1.35	0.29	0.38	0.26	2.28		
14.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Compressive Stress Limits (STRENGTH III Limit State)							
Stress at Top Fiber of Girder							
Section Modulus from Top of Transformed Service,					Sxt	=	1.48E+08 mm ⁴
Section Modulus from Top of Transformed Service Composite,					Sxt	=	5.33E+08 mm ⁴
COMPRESSIVE STRESS per GIRDER (Strength III Limit State)							
Load Factor	1.25	1.50	1.40	Total			
Location	DC	DW	Wind Load	MPa			
	MPa	MPa	MPa	MPa			
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00			
1.440	1.67	0.16	-0.04	1.79			
2.880	2.97	0.29	-0.07	3.20			
4.320	3.92	0.38	-0.09	4.22			
5.760	4.51	0.44	-0.10	4.85			
7.200	4.75	0.46	-0.11	5.10			
8.640	4.51	0.44	-0.10	4.85			
10.080	3.92	0.38	-0.09	4.22			
11.520	2.97	0.29	-0.07	3.20			
12.960	1.67	0.16	-0.04	1.79			
14.400	0.00	0.00	0.00	0.00			
Stress at Bottom Fiber of Girder							
Section Modulus from Bottom of Transformed Service,					Sxb	=	1.82E+08 mm ⁴
Section Modulus from Bottom of Transformed Service Composite,					Sxb	=	3.05E+08 mm ⁴
COMPRESSIVE STRESS per GIRDER (Strength III Limit State)							
Load Factor	1.25	1.50	1.40	Total			
Location	DC	DW	Wind Load	MPa			
	MPa	MPa	MPa	MPa			
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00			
1.440	1.35	0.29	-0.07	1.57			
2.880	2.41	0.51	-0.12	2.80			
4.320	3.19	0.67	-0.16	3.70			
5.760	3.67	0.77	-0.18	4.25			
7.200	3.85	0.80	-0.19	4.47			
8.640	3.67	0.77	-0.18	4.25			
10.080	3.19	0.67	-0.16	3.70			
11.520	2.41	0.51	-0.12	2.80			
12.960	1.35	0.29	-0.07	1.57			
14.400	0.00	0.00	0.00	0.00			

Compressive Stress Limits (STRENGTH V Limit State),							
Stress at Top Fiber of Girder,							
Section Modulus from Top of Transformed Service,				Sxt	=	1.48E+08 mm ⁴	
Section Modulus from Top of Transformed Service Composite,				Sxt	=	5.33E+08 mm ⁴	
COMPRESSIVE STRESS per GIRDER (Strength V Limit State)							
Load Factor	1.25	1.50	1.35	1.35	0.40	Total	
Location	DC	DW	Lane Load	Truck/Tandem	Wind Load	MPa	
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.440	1.67	0.16	0.22	0.22	-0.01	2.25	
2.880	2.97	0.29	0.39	0.41	-0.02	4.04	
4.320	3.92	0.38	0.51	0.50	-0.03	5.29	
5.760	4.51	0.44	0.59	0.56	-0.03	6.07	
7.200	4.75	0.46	0.61	0.61	-0.03	6.40	
8.640	4.51	0.44	0.59	0.51	-0.03	6.02	
10.080	3.92	0.38	0.51	0.40	-0.03	5.19	
11.520	2.97	0.29	0.39	0.29	-0.02	3.92	
12.960	1.67	0.16	0.22	0.15	-0.01	2.18	
14.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Stress at Bottom Fiber of Girder,							
Section Modulus from Bottom of Transformed Service,				Sxb	=	1.82E+08 mm ⁴	
Section Modulus from Bottom of Transformed Service Composite,				Sxb	=	3.05E+08 mm ⁴	
COMPRESSIVE STRESS per GIRDER (Strength V Limit State)							
Load Factor	1.25	1.50	1.35	1.35	0.40	Total	
Location	DC	DW	Lane Load	Truck/Tandem	Wind Load	MPa	
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.440	1.35	0.29	0.38	0.38	-0.02	2.38	
2.880	2.41	0.51	0.68	0.71	-0.03	4.28	
4.320	3.19	0.67	0.89	0.88	-0.05	5.58	
5.760	3.67	0.77	1.02	0.97	-0.05	6.38	
7.200	3.85	0.80	1.07	1.07	-0.05	6.74	
8.640	3.67	0.77	1.02	0.90	-0.05	6.30	
10.080	3.19	0.67	0.89	0.70	-0.05	5.41	
11.520	2.41	0.51	0.68	0.50	-0.03	4.07	
12.960	1.35	0.29	0.38	0.26	-0.02	2.26	
14.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Stress at Midspan,							
STRENGTH I		STRENGTH II		STRENGTH III		STRENGTH V	
Top Fiber	Bottom Fiber	Top Fiber	Bottom Fiber	Top Fiber	Bottom Fiber	Top Fiber	Bottom Fiber
MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
6.79	7.43	6.43	6.80	5.10	4.47	6.40	6.74
Stress at the Girder,							
Stress at the Top Fiber,							
$f_t = \frac{P_i}{A_{transformed}} + \frac{P_i \cdot e}{S_{t,transformed}} = f_{t,service}$							
Area of Girder,				A _{transformed}	=	523269.63 mm ²	
Eccentricity of Prestressing Strand,				e	=	484.68 mm	
Section Modulus from Bottom of Transformed Service,				S _{t,transformed}	=	1.48E+08 mm ⁴	
Stress at the Top Fiber for Strength I,				f _{t1}	=	1.39 MPa	
Stress at the Top Fiber for Strength II,				f _{t2}	<	20.25 MPa	
Stress at the Top Fiber for Strength III,				f _{t3}	=	1.03 MPa	
Stress at the Top Fiber for Strength V,				f _{t5}	<	27.00 MPa	
Stress at the Top Fiber for Strength I,				f _{t1}	<	-0.31 MPa	
Stress at the Top Fiber for Strength V,				f _{t5}	>	-3.35 MPa	
Stress at the Top Fiber for Strength V,				f _{t5}	=	0.99 MPa	
Stress at the Top Fiber for Strength V,				f _{t5}	<	27.00 MPa	
Stress at the Bottom Fiber,							
$f_b = \frac{P_i}{A_{transformed}} - \frac{P_i \cdot e}{S_{b,transformed}} = f_{b,service}$							
Section Modulus from Bottom of Transformed Service,				S _{b,transformed}	=	1.82E+08 mm ⁴	
Stress at the Top Fiber for Strength I,				f _{b1}	=	10.69 MPa	
Stress at the Top Fiber for Strength II,				f _{b2}	<	20.25 MPa	
Stress at the Top Fiber for Strength III,				f _{b3}	=	11.32 MPa	
Stress at the Top Fiber for Strength III,				f _{b3}	<	20.25 MPa	
Stress at the Top Fiber for Strength III,				f _{b3}	=	13.65 MPa	
Stress at the Top Fiber for Strength V,				f _{b5}	<	20.25 MPa	
Stress at the Top Fiber for Strength V,				f _{b5}	=	11.38 MPa	
Stress at the Top Fiber for Strength V,				f _{b5}	<	20.25 MPa	
DGCS 12.2.2	Fatigue Limit,						
Stress at Bottom Fiber due to Permanent Loads and Prestress,							
Bottom Fiber,				=	7.43 MPa		
Fatigue Load,							
Bending Moment due to Fatigue Load,				=	144.32 KN-m		
Factor for Fatigue Load,				=	1.50		
Stress due to Fatigue Load at Bottom Fiber,				=	-0.71 MPa		
Half the Sum of Stress due to Effective Prestress and Permanent Load at the Bottom Fiber,				=	3.71 MPa		
Stress due to Prestress, Permanent Load and Fatigue I Load,				f _f	=	3.01 MPa	
Stress due to Prestress, Permanent Load and Fatigue I Load,				f _f	<	20.25 MPa	

STRENGTH LIMIT STATE (FLEXURE),							
Ultimate Bending Moment :							
MOMENT per GIRDER (Strength I Limit State)							
Load Factor	1.38	1.65	1.93	1.93	1.93	Total	
Location	DC	DW	Lane Load	Truck/Tandem	IM	KN-m	
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
1.440	-271.875	-96.171	-166.075	-165.391	-54.579	-754.09	
2.880	-485.293	-171.304	-295.821	-310.083	-102.327	-1364.83	
4.320	-640.254	-225.400	-389.240	-382.325	-126.167	-1763.39	
5.760	-736.759	-258.458	-446.328	-423.516	-139.760	-2004.82	
7.200	-774.807	-270.479	-467.088	-464.708	-153.354	-2130.44	
8.640	-736.759	-258.458	-446.328	-390.325	-128.807	-1960.68	
10.080	-640.254	-225.400	-389.240	-307.317	-101.415	-1663.63	
11.520	-485.293	-171.304	-295.821	-219.312	-72.373	-1244.10	
12.960	-271.875	-96.171	-166.075	-112.987	-37.286	-684.39	
14.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
MOMENT per GIRDER (Strength II Limit State)							
Load Factor	1.38	1.65	1.49	1.49	1.49	Total	
Location	DC	DW	Lane Load	Permit	IM	KN-m	
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
1.440	-271.875	-96.171	-128.115	-127.588	-58.138	-681.89	
2.880	-485.293	-171.304	-228.205	-239.207	-103.120	-1227.13	
4.320	-640.254	-225.400	-300.271	-294.936	-125.322	-1586.18	
5.760	-736.759	-258.458	-344.310	-326.713	-138.093	-1804.33	
7.200	-774.807	-270.479	-360.325	-358.489	-150.864	-1914.96	
8.640	-736.759	-258.458	-344.310	-301.108	-142.604	-1783.24	
10.080	-640.254	-225.400	-300.271	-237.073	-114.675	-1517.67	
11.520	-485.293	-171.304	-228.205	-169.184	-80.783	-1134.77	
12.960	-271.875	-96.171	-128.115	-87.162	-46.891	-630.21	
14.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
MOMENT per GIRDER (Strength III Limit State)							
Load Factor	1.38	1.65	1.54	Total			
Location	DC	DW	Wind Load	KN-m			
0.000	0.000	0.000	0.000	0.00			
1.440	-271.875	-96.171	22.760	-345.29			
2.880	-485.293	-171.304	40.541	-616.06			
4.320	-640.254	-225.400	53.343	-812.31			
5.760	-736.759	-258.458	61.167	-934.05			
7.200	-774.807	-270.479	64.012	-981.27			
8.640	-736.759	-258.458	61.167	-934.05			
10.080	-640.254	-225.400	53.343	-812.31			
11.520	-485.293	-171.304	40.541	-616.06			
12.960	-271.875	-96.171	22.760	-345.29			
14.400	0.000	0.000	0.000	0.00			
MOMENT per GIRDER (Strength V Limit State)							
Load Factor	1.38	1.65	1.49	1.49	1.49	0.44	Total
Location	DC	DW	Lane Load	Truck/Tandem	IM	Wind Load	KN-m
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
1.440	-271.875	-96.171	-128.115	-127.588	-42.104	6.503	-659.35
2.880	-485.293	-171.304	-228.205	-239.207	-78.938	11.583	-1191.36
4.320	-640.254	-225.400	-300.271	-294.936	-97.329	15.241	-1542.95
5.760	-736.759	-258.458	-344.310	-326.713	-107.815	17.476	-1756.58
7.200	-774.807	-270.479	-360.325	-358.489	-118.301	18.289	-1864.11
8.640	-736.759	-258.458	-344.310	-301.108	-99.366	17.476	-1722.52
10.080	-640.254	-225.400	-300.271	-237.073	-78.234	15.241	-1465.99
11.520	-485.293	-171.304	-228.205	-169.184	-55.831	11.583	-1098.23
12.960	-271.875	-96.171	-128.115	-87.162	-28.763	6.503	-605.58
14.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
Governing Load Case :							
Design Moment,				Mu = 2130.44 KN-m			
DGCS 12.4.3.1.3	Flexural Strength Design (Strain Compatibility Approach).						
PCI BDM 2003	Assumptions in this Approach						
	<ul style="list-style-type: none"> Plane Sections Remain Plane After Bending. Compatibility of Strains, i.e. Full Bond between Steel and Concrete at the Section being Considered. Equilibrium of Forces within a Section. Concrete Stress at Ultimate Flexure is Represented by a Rectangular Stress Block with Intensity of 0.85fc and Depth a = β1*c where c is the Neutral Axis Depth and β1 is Determined. Steel Stress Relationship Adopted for a 1863N/mm² (270kip/in²) Low Relaxation Strand is: 						
	$f_{st} = \begin{cases} 887 + 27613 \left(\frac{\epsilon_s - \epsilon_{sy}}{1 + (112.4 \epsilon_s)^{2.36}} \right) < 270ksi \end{cases}$						
	<ul style="list-style-type: none"> For Mild Reinforcements, an Elastic Plastic Stress-Strain Relationship is Assumed: 						
	$f_{st} = E_s \cdot \epsilon_{st} \leq f_y$						
	<ul style="list-style-type: none"> For Each Concrete Component, the Force Would Be: 						
	$F_c = 0.85 \cdot f_c \cdot A_c$						

Computation							
Assume Neutral Axis Depth c and Substitute in the Equation Below,							
PCI BDM 8.2.2.5-3	$esi = 0.003 \left(\frac{di}{c} - 1 + \frac{fsc}{Es} \right)$						
Assumed Neutral Axis Depth, $c = 200.00$ mm							
Depth of Steel Layer from Extreme Compression Fiber, d_i							
Effective Prestress, f_{se} , For Partially Tensioned Tendons or for Non-Tension Reinforcing Bars, This May be Assumed As,							
PCI BDM 8.2.2.5-5	$fsc = f_{pi} - 172.4 \text{ MPa}$						
Where f_{pi} is Initial Tension							
	Layer	db mm	n pc/s	As mm ²	di mm	fpi MPa	
	1	28	3	1,847.26	90.00	0.00	
	2	16	12	2,412.74	100.00	0.00	
	3	28	4	2,463.01	360.00	0.00	
	4	12	10	1,130.97	1,028.00	0.00	
	5	28	4	2,463.01	1,732.00	0.00	
Steel Stresses and Forces,							
	Layer	di	fse	esi	fsi	Asi*fsi	
	1	90.00	-172.40	-0.003	-420.00	-775.85	
	2	100.00	-172.40	-0.002	-280.00	-675.57	
	3	360.00	-172.40	0.002	307.60	757.62	
	4	1,028.00	-172.40	0.012	280.00	316.67	
	5	1,732.00	-172.40	0.022	420.00	1034.46	
	TENDON	1,441.60	1060.08	0.024	1840.04	5448.35	
Stresses in Concrete Components with Corresponding Forces,							
Averaged Value for β_1 due to Composite Construction,							
PCI BDM 8.2.2.5-6	$\beta_{1,ave} = \frac{\sum (f'_c \cdot A_c \cdot \beta_1)_j}{\sum (f'_c \cdot A_c)_j}$						
Assumed Average $\beta_1 = 0.85$							
Assumed Compression Block Depth, $a = 170.00$ mm							
	Component	Compression Area, A_c	Compressive Strength, f'_c	β_1	$f'_c \cdot A_c \cdot \beta_1$	$f'_c \cdot A_c$	
	Deck	306000.00	28.00	0.85	7,282,800.00	8,568,000.00	
	Flange	0.00	45.00	0.73	0.00	0.00	
	Web	0.00	45.00	0.73	0.00	0.00	
	TOTAL				7,282,800.00	8,568,000.00	
Revised Compression Block Depth, $a = 170.00$ mm							
	Component	Compression Area, A_c	Compressive Strength, f'_c	β_1	$f'_c \cdot A_c \cdot \beta_1$	$f'_c \cdot A_c$	F_{cj}
	Deck	306000.00	28.00	0.85	7,282,800.00	8,568,000.00	-7,282.80
	Flange	0.00	45.00	0.73	0.00	0.00	0.00
	Web	0.00	45.00	0.73	0.00	0.00	0.00
	TOTAL				7,282,800.00	8,568,000.00	-7,282.80
Check for Equilibrium,							
PCI BDM 8.2.2.5-4	$\sum Asi \cdot fsi + \sum F_{cj} = 0$						
Summation of Forces on Steel Components, = 657.34 KN							
Summation of Forces on Concrete Components, = -7282.80 KN							
Permissible Error Set by Designer, =							
Summation of Forces, = -6625.46 KN							
Computation for Flexural Strength,							
PCI BDM 8.2.2.5-7	$M_n = \sum Asi \cdot fsi \cdot di + \sum F_{cj} \cdot dj$						
Moment Arm from Top Fiber,							
	Component	Asi*fsi KN	di mm	F _{cj} KN	dj mm	Moment about Top Fiber KN-m	
	Deck	-	-	-7,282.80	100.00	-728.28	
	Flange	-	-	0.00	0.00	0.00	
	Web	-	-	0.00	0.00	0.00	
	For Steel	Layer 1	-775.85	90.00	-	-	-69.83
		Layer 2	-675.57	100.00	-	-	-67.56
		Layer 3	757.62	360.00	-	-	272.74
		Layer 4	316.67	1,028.00	-	-	325.54
		Layer 5	1,034.46	1,732.00	-	-	1,791.69
	TENDON	5,448.35	1,441.60	-	-	7,854.34	
	TOTAL					9,378.65	

DGCS 12.4.3.3	Limits of Reinforcement,	$M_{cr} = \gamma_s \left(\gamma_r f_r + \gamma_{ef} f_{tpe} \right) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right)$	$M_{cr} =$	$=$	1,171.98 KN-m	
DGCS 12.4.3.3-1	1.33 Times the Factored Moment Required,		$1.33 * M_a$	$=$	2,833.48 KN-m	
	Cracking Moment,		$M_{cr} =$	$=$	1,171.98 KN-m	
	Modulus of Rupture,	$f_r = 0.62 \sqrt{f_c'}$	$f_r =$	$=$	4.23 MPa	
	Compressive Stress in Concrete due to Effective Prestress Forces,		$f_{tpe} =$	$=$	0.02 MPa	
	Total Unfactored Dead Load Moment Acting on the Non-Composite Section,		$M_{dnc} =$	$=$	562.22 KN-m	
	Section Modulus for the Extreme Fiber of the Composite Section,		$S_c =$	$=$	1.73E+08 mm ³	
	Section Modulus for the Extreme Fiber of the Non-Composite Section,		$S_{nc} =$	$=$	2.83E+08 mm ³	
	Flexural Cracking Variability Factor,		$\gamma_s =$	$=$	1.60	
	Prestress Variability Factor,		$\gamma_{ef} =$	$=$	1.10	
	Ratio of Minimum Yield Strength to Ultimate Tensile Strength of the Reinforcement,		$\gamma_s =$	$=$	1.00	
	Checking for Flexural Capacity,		9,378.65	$>$	1171.98 KN-m OK!	
STRENGTH LIMIT STATE (SHEAR),						
Ultimate Shear :						
SHEAR per GIRDER (Strength I Limit State)						
Load Factor	1.38	1.65	1.93	1.93	Total	
Location	DC	DW	Lane Load	Trucks/Tandem	IM	
	KN	KN	KN	KN	KN	
0.000	212.00	75.13	129.75	180.18	59.46	
1.440	170.24	60.11	103.80	80.00	26.40	
2.880	128.49	45.08	77.85	80.00	26.40	
4.320	86.73	30.05	51.90	19.89	6.56	
5.760	44.98	15.03	25.95	-20.19	-6.66	
7.200	3.22	0.00	0.00	-20.19	-6.66	
8.640	-44.98	-15.03	-25.95	-25.02	-8.26	
10.080	-86.73	-30.05	-51.90	-44.37	-14.64	
11.520	-128.49	-45.08	-77.85	-44.37	-14.64	
12.960	-170.24	-60.11	-103.80	-44.37	-14.64	
14.400	-212.00	-75.13	-129.75	-44.37	-14.64	
SHEAR per GIRDER (Strength II Limit State)						
Load Factor	1.38	1.65	1.49	1.49	Total	
Location	DC	DW	Lane Load	Permit	IM	
	KN	KN	KN	KN	KN	
0.000	212.00	75.13	100.09	185.54	61.23	
1.440	170.24	60.11	80.07	117.11	38.65	
2.880	128.49	45.08	60.05	71.48	23.59	
4.320	86.73	30.05	40.04	71.48	23.59	
5.760	44.98	15.03	20.02	25.86	8.53	
7.200	3.22	0.00	0.00	-42.58	-14.05	
8.640	-44.98	-15.03	-20.02	-42.58	-14.05	
10.080	-86.73	-30.05	-40.04	-42.58	-14.05	
11.520	-128.49	-45.08	-60.05	-79.68	-26.29	
12.960	-170.24	-60.11	-80.07	-104.41	-34.45	
14.400	-212.00	-75.13	-100.09	-104.41	-34.45	
SHEAR per GIRDER (Strength III Limit State)						
Load Factor	1.38	1.65	1.54	Total		
Location	DC	DW	Wind Load	KN		
	KN	KN	KN	KN		
0.000	212.00	75.13	-17.78	269.35		
1.440	170.24	60.11	-14.22	216.13		
2.880	128.49	45.08	-10.67	162.90		
4.320	86.73	30.05	-7.11	109.68		
5.760	44.98	15.03	-3.56	56.45		
7.200	3.22	0.00	0.00	3.22		
8.640	-44.98	-15.03	3.56	-56.45		
10.080	-86.73	-30.05	7.11	-109.68		
11.520	-128.49	-45.08	10.67	-162.90		
12.960	-170.24	-60.11	14.22	-216.13		
14.400	-212.00	-75.13	17.78	-269.35		
SHEAR per GIRDER (Strength V Limit State)						
Load Factor	1.38	1.65	1.49	1.49	0.44	Total
Location	DC	DW	Lane Load	Trucks/Tandem	IM	Wind Load
	KN	KN	KN	KN	KN	KN
0.000	212.00	75.13	100.09	139.00	45.87	-5.08
1.440	170.24	60.11	80.07	61.71	20.37	-4.06
2.880	128.49	45.08	60.05	61.71	20.37	-3.05
4.320	86.73	30.05	40.04	15.34	5.06	-2.03
5.760	44.98	15.03	20.02	-15.57	-5.14	-1.02
7.200	3.22	0.00	0.00	-15.57	-5.14	0.00
8.640	-44.98	-15.03	-20.02	-19.30	-6.37	1.02
10.080	-86.73	-30.05	-40.04	-34.23	-11.29	2.03
11.520	-128.49	-45.08	-60.05	-34.23	-11.29	3.05
12.960	-170.24	-60.11	-80.07	-34.23	-11.29	4.06
14.400	-212.00	-75.13	-100.09	-34.23	-11.29	5.08

Governing Load Case :					
Design Shear,		V_u	=	656.52	KN
Shear Strength Design.					
Assumptions in this Approach:					
• Plane Sections Remains Plane after Bending					
DGCS 12.5.2.3-1	Computation,	$V_u > 0.50 \times \phi_u (V_c + V_p)$			
DGCS 12.5.2.8-1	Shear Stress on Concrete, v_u	$v_u = \frac{(V_u - \phi_v V_p)}{(\phi_v \times b_v \times d_v)}$	v_u	=	0.07 MPa
Critical Section for Shear,					
	Effective Shear Depth,	$d_v = d_e - \frac{a}{2}$	d_v	=	987.55 mm
where :					
	Depth of Compression Block at Midspan,	a	=	170.00	mm
	Effective Shear Depth of the Beam at the End,	d_v	=	586.60	mm
Need Not be Taken Less Than the Greater of,					
		$0.90 \times d_e$	=	604.44	mm
		$0.72 \times h$	=	987.55	mm
DGCS 12.5.2.8-2	Effective Depth at the End of Beam,	$d_e = \frac{(A_{ps} \times f_{ps} \times d_p)}{(A_{ps} \times f_{ps})} = d_p$	d_e end	=	671.60 mm
Tendon Centroid at Beam Support,					
	Tendon	Centroid	No. of Strands	N*Yb	
	1	900.00	10.00	9,000.00	
	2	700.00	10.00	7,000.00	
	3	500.00	10.00	5,000.00	
	4	0.00	0.00	0.00	
	5	0.00	0.00	0.00	
	6	0.00	0.00	0.00	
	7	0.00	0.00	0.00	
	8	0.00	0.00	0.00	
	9	0.00	0.00	0.00	
	10	0.00	0.00	0.00	
	TOTAL		30.00	21,000.00	
Centroid of Prestressing Steel at End of Beam,					
			Y_{bps}	=	700.00 mm
Distance Measured from Extreme Compression Fiber to the Centroid of Prestressing Steel at End of Beam,					
			d_p	=	671.60 mm
Contribution of Prestressing Force to Nominal Shear Resistance, $V_p = P_f \times \alpha$					
	Prestressing Force before Losses,		V_p	=	694.44 KN
	Angle Change at Point of Critical Shear,		P_f	=	11574.00 KN
			α	=	0.06 radians
Contribution of Concrete to Nominal Shear Resistance,					
DGCS 12.5.3.2.4	Nominal Shear Resistance of Concrete,	$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} \times b_v \times d_v$	V_c	=	1876.06 KN
DGCS 12.5.3.3-4	Strain in Flexural Tension Reinforcement,	$\epsilon_s = \frac{\left(\frac{ M_u }{d_v} + 0.5N_u + V_u - V_p - A_{ps} f_{pa} \right)}{(E_s A_s + E_p A_{ps})}$	ϵ_s	=	-0.00290
Applied Factored Bending Moment at the Specified Sections,					
			M_u	=	37.45 KN-m
Applied Factored Shear at the Specified Section,					
			V_u	=	656.52 KN
Applied Factored Normal Force at the Specified Section,					
			N_u	=	0.00 KN
Parameter Taken as Modulus of Elasticity of Prestressing Tendons Multiplied by the Locked in Difference in Strain between the Prestressing Tendons and Surrounding Concrete,					
	Area of Non-Prestressed Steel on the Flexural Tension Side of the Member at the Section Under Consideration,		A_s	=	3593.98 mm ²
Calculation for Negative Strain,					
	Applicable if Initial Strain Calculation is Negative, Should Not be Less than -0.004,		ϵ_s	=	-0.00038
		$\epsilon_s = \frac{\left(\frac{ M_u }{d_v} + 0.5N_u + V_u - V_p - A_{ps} f_{pa} \right)}{(E_s A_s) + (E_p A_{ps}) + (E_c A_{ct})}$			
	Area of Concrete on the Flexural Tension Side of the Member, where the Flexural side of the Member shall be taken as the Half-Depth containing the Flexural Tension Zone,		A_{ct}	=	254515.62 mm ²
Strain Used in Calculation for Contribution of Concrete to Shear,					
DGCS 12.5.3.3.2	For Sections containing at least the Minimum Amount of Transverse Reinforcement,		ϵ_s	=	-0.0004
DGCS 12.5.3.3-1		$\beta = \frac{4}{(1 + 7\sqrt{\epsilon_s})}$	β	=	6.72
DGCS 12.5.3.3-3	Angle of Inclination,	$\theta = 29 + 3500\epsilon_s$	θ	=	27.67 degrees
Contribution of Reinforcement to Nominal Shear Resistance,					
Transverse Reinforcement will be Provided where,					
DGCS 12.5.2.3-1	$V_u > 0.50 \times \phi_u (V_c + V_p)$				
	Location	Factored Shear	$0.50 \phi_u (V_c + V_p)$	Remarks	
	0.000	656.52	1,156.73	OK!	
	1.440	466.17	1,156.73	OK!	
	2.880	357.81	1,156.73	OK!	
	4.320	251.89	1,156.73	OK!	
	5.760	114.42	1,156.73	OK!	
	7.200	3.22	1,156.73	OK!	

Required Strength of Shear Reinforcement, As									
Required Shear Strength for Steel, V_s									
DGCS 12.5.3.2.4	$V_u < \phi v - V_n = \phi v (V_c + V_s + V_p)$								
$V_u = \frac{V_u}{\phi v} - (V_c + V_p)$									
Required Spacing of Transverse Shear Reinforcement, s									
DGCS 12.5.3.2.4	$V_u = \frac{A_v f_y s \sin(\cot \theta + \cot \alpha) s \sin \alpha}{s}$								
Angle of Inclination of Transverse Reinforcement to Longitudinal Axis, $\alpha = 90.00$ degrees									
Transverse Shear Reinforcement Specifications :									
Diameter of Transverse Bar, ϕ_b transverse = 12.00 mm									
Yield Strength of Bar, f_y = 280.00 MPa									
Number of Legs, Nlegs = 2.00									
Area of Transverse Shear Reinforcement, A_v = 226.19 mm ²									
$V_u > 0.50 \cdot \phi v (V_c + V_p)$									
	Location	Factored Shear	Required Transverse Shear Strength of Steel	Required Spacing	Av/s				
	0.000	656.52	-1,841.04	300.00	MINIMUM				
	1.440	466.17	-2,052.53	300.00	MINIMUM				
	2.880	357.81	-2,172.93	300.00	MINIMUM				
	4.320	251.89	-2,290.62	300.00	MINIMUM				
	5.760	114.42	-2,443.38	300.00	MINIMUM				
	7.200	3.22	-2,566.92	300.00	MINIMUM				
Minimum Transverse Reinforcements,									
Ex cept for Segmental Post-Tensioned Concrete Box Girder Bridges,									
DGCS 12.5.2.4-1	$A_v \geq 0.0025 \frac{b_w s}{f_y}$								
Required Area of Transverse Shear per Spacing, = 0.40 mm ² /mm									
Spacing for Minimum Transverse Reinforcement, = 559.80 mm									
DGCS 12.5.2.6	Maximum Spacing of Transverse Reinforcement, $0.125f_c$ = 5.63 MPa								
DGCS 12.5.2.6-1	$s_{max} = 0.8d_v \leq 600mm$								
DGCS 12.5.2.6-2	$s_{max} = 0.4d_v \leq 300mm$								
Governing Maximum Spacing of Transverse Reinforcement, $s_{max} = 300.00$ mm									
Maximum Nominal Shear Resistance, $V_n = 0.25f'c b_w d_v + V_p$									
$V_n = 2951.98$ KN									
Design for Shear,									
	Location	Required Spacing	Spacing	Computed Shear Resistance	Exceeds Max. Shear Resistance	Design Shear Resistance	Factored Shear	C/D Ratio	Remarks
	0.000	300.00	150.00	3,365.79	YES	2,656.79	656.52	4.05	OK!
	1.440	300.00	150.00	3,365.79	YES	2,656.79	466.17	5.70	OK!
	2.880	300.00	250.00	3,047.67	YES	2,656.79	357.81	7.43	OK!
	4.320	300.00	250.00	3,047.67	YES	2,656.79	251.89	10.55	OK!
	5.760	300.00	300.00	2,968.15	YES	2,656.79	114.42	23.22	OK!
	7.200	300.00	300.00	2,968.15	YES	2,656.79	3.22	823.86	OK!
DEFLECTION AND CAMBER,									
Deflections due to Dead Loads,									
Deflection due to Prestressing Force at Transfer,									
PCI BDM 8.7-1	$\Delta p = \frac{5wL^4}{384EI}$								
Equivalent Moment or Load, $w = \frac{8Pc}{L^2}$									
Eccentricity, $e = 0.50$ mm									
Prestressing Force at Transfer, $P = 10908.69$ KN									
Deflection due to Beam Self Weight,									
PCI BDM 8.7-1	$\Delta p = \frac{5wL^4}{384EI}$								
PCI Multiplier,									
Deflection due to Diaphragm Weight, $\Delta D = \frac{PL^3}{28EI}$ (For Two Intermediate Diaphragm)									
$\Delta D = \frac{PL^3}{43EI}$ (For One Intermediate Diaphragm)									
Weight of Diaphragm 1, P1 = 7.02 KN									
Weight of Diaphragm 2, P2 = 0.00 KN									
Distance of Intermediate Diaphragms from End Face of Girder, a = 0.00 m									
PCI BDM 8.7-1	Deflection due to Slab and Haunch Weights, $\Delta p = \frac{5wL^4}{384EI}$								
PCI BDM 8.7-1	Deflection due to Rail Barrier and Future Wearing Surface, $\Delta p = \frac{5wL^4}{384EI}$								

Deflection due to Live Load																										
Deflection Limits																										
DGCS 10.7.4	Vehicular Load General $\Delta LL1 = 18.00$ mm																									
DGCS 10.1.2.6	Vehicular and Pedestrian Loads $\Delta LL2 = 14.40$ mm																									
DGCS 10.1.2.6	Vehicular Load on Cantilever Arms $\Delta LL3 = 48.00$ mm																									
DGCS 10.1.2.6	Vehicular and Pedestrian Loads on Cantilever Arms $\Delta LL4 = 38.40$ mm																									
Live Load Deflections																										
Deflection due to Lane Load																										
$\Delta LL = \frac{5wL^3}{384EI}$	$\Delta LL = 1.08$ mm																									
Deflection due to Truck Load																										
Location of Resultant to Mid-Span	$e = 0.73$ m																									
Vehicle Load Multiplier for Wheel Load, User Guide	$N = 0.50$																									
Point Load per Axle, P																										
Span Length, L																										
Location where Deflection is Needed, x																										
Distance from End of Beam to Location of Point Load, a																										
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>P</th> <th>a</th> <th>b</th> <th>x</th> <th>$\Delta midspan$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>72.50</td> <td>3.628</td> <td>10.77</td> <td>7.20</td> <td>0.03</td> </tr> <tr> <td>72.50</td> <td>7.928</td> <td>6.47</td> <td>7.20</td> <td>0.47</td> </tr> <tr> <td>17.50</td> <td>12.228</td> <td>2.17</td> <td>7.20</td> <td>0.05</td> </tr> <tr> <td colspan="4">TOTAL</td> <td>0.55</td> </tr> </tbody> </table>	P	a	b	x	$\Delta midspan$	72.50	3.628	10.77	7.20	0.03	72.50	7.928	6.47	7.20	0.47	17.50	12.228	2.17	7.20	0.05	TOTAL				0.55
P	a	b	x	$\Delta midspan$																						
72.50	3.628	10.77	7.20	0.03																						
72.50	7.928	6.47	7.20	0.47																						
17.50	12.228	2.17	7.20	0.05																						
TOTAL				0.55																						
Total Deflection with IM and DFM, $\Delta TL = 1.08$ mm																										
Deflection at Time of Erection																										
Initial Prestress																										
Time Dependent Multiplier for Deflection, $TDM_{initial\ prestress} = 1.93$																										
PCI BDM 15.5-1	$TDM_{initial\ prestress} = 1 + \phi_{h(t,t_0)}$																									
Deflection at Midspan, = 69.84 mm																										
Self Weight																										
Time Dependent Multiplier for Deflection, $TDM_{self\ weight} = 1.93$																										
PCI BDM 15.5-1	$TDM_{self\ weight} = 1 + \phi_{h(t,t_0)}$																									
Deflection at Midspan, = 4.07 mm																										
Dead Load on Plain Beam																										
Time Dependent Multiplier for Deflection, $TDM_{DL\ of\ plain\ beam} = 1.00$																										
Deflection at Midspan, = 1.72 mm																										
Dead Load on Composite Beam																										
Time Dependent Multiplier for Deflection, $TDM_{DL\ of\ composite\ beam} = 1.00$																										
Deflection at Midspan, = 0.90 mm																										
Total Deflection at Erection before Deck Placement, = 65.77 mm																										
Total Deflection after Deck Placement, = 64.06 mm																										
Total Deflection due to Dead Loads on Composite Section, = 63.16 mm																										
Deflection Check																										
Type of Live Load Traffic, Vehicular and Pedestrian Loads																										
Deflection Limit, = 14.40 mm																										
Maximum Live Load Deflector, = 1.08 mm																										
14.40 > 1.08 OK!																										
Camber Diagram																										
$y = -\frac{4\Delta_{mid}}{L^2} \left(x - \frac{L}{2} \right)^2 + \Delta_{mid}$																										
Deflection at Midspan due to Permanent Loads, $\Delta_{mid} = 63.16$ mm																										
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Point</th> <th>Distance</th> <th>Deflection</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>0.25</td> <td>3.60</td> <td>47.37</td> </tr> <tr> <td>0.50</td> <td>7.20</td> <td>63.16</td> </tr> <tr> <td>0.75</td> <td>10.80</td> <td>47.37</td> </tr> <tr> <td>1.00</td> <td>14.40</td> <td>0.00</td> </tr> </tbody> </table>	Point	Distance	Deflection	0.00	0.00	0.00	0.25	3.60	47.37	0.50	7.20	63.16	0.75	10.80	47.37	1.00	14.40	0.00							
Point	Distance	Deflection																								
0.00	0.00	0.00																								
0.25	3.60	47.37																								
0.50	7.20	63.16																								
0.75	10.80	47.37																								
1.00	14.40	0.00																								
<p>CAMBER DIAGRAM</p>																										

DGCS 12.5.5	SHEAR INTERFACE DESIGN,				
	Shear Interface Reinforcement Specifications,				
	Shear Interface Reinforcement Bar,				
	Diameter of Bar,	d_b interface	=	12.00 mm	
	Area of Bar,	A_s interface	=	113.10 mm ²	
	No. of Legs Crossing Interface,	N_{legs}	=	2.00 pc/s	
	Total Area of Shear Interface Reinforcement,	A_{sf}	=	226.19 mm ²	
	Computation of the Factored Interface Shear Force for Girder/Slab Bridges,				
DGCS 12.5.4.1-1	$V_{ui} = \frac{V_{ik}}{b_w d_v}$				
	Distance between the Centroid of the Tension Steel and the Mid	d_v	=	987.55 mm	
	Thickness of the Slab to Compute a Factored Interface Shear Stress,				
	Width of Cross Section at the Contact Surface being	b_w	=	508.00 mm	
	Investigated for Horizontal Shear,				
	Factored Shear Force at Specified Section				
	(Critical Section for Shear in this Case, V_{ui})				
PCI BDM § 5.3-1	Required Nominal Shear Interface Shear Resistance, V_{ri}				
	$V_{ri} = \phi V_{ui} + A_{cv} \text{ per } m$				
	$\phi V_{ui} =$				
	Point	Factored Shear	Factored Interface Shear Force	Required Nominal Interface Resistance	Wave Reinforcement Provision?
		KN	MPa	KN/m	
	0.00	656.52	1.309	738.661	APPLICABLE
	0.05	466.17	0.929	524.500	APPLICABLE
	0.15	357.81	0.713	402.583	APPLICABLE
	0.30	251.89	0.502	283.411	APPLICABLE
	NOTE: Minimum reinforcement provisions specified herein shall be waived for girder/slab interfaces roughened to an amplitude of 6mm where the Factored Interface shear stress is less than and all vertical shear reinforcement required is extended across the interface and adequately anchored in the slab.				
					= 1.40 MPa
DGCS 12.5.4.3	Nominal Shear Resistance,				
	$V_{ri} = c A_v + \mu (A_{sf} f_y + P_c)$				
	Area of Concrete to be Engaged in Shear Transfer,				
	A_{cv}	=	508000.00 mm ²		
	Area of Shear Reinforcement Crossing the Shear Plane,				
	A_{sf}	=	635.00 mm ²		
	Yield Strength of Reinforcement,				
	f_y	=	280.00 MPa		
	Permanent Net Compressive Force Normal to Shear Plane,				
	P_c	=	0.00 N		
	Cohesion and Friction Factors,				
	Condition 1				
	Cast-in-Place Concrete Slab on Clean Concrete Girder with Surface Roughened to an Amplitude of 6mm. (Normal Weight Concrete)				
	a. c	=	1.9 (N/mm ²)		
	b. μ	=	1		
	c. K1	=	0.3		
	d. K2	=	12.4		
	Condition 2				
	Cast-in-Place Concrete Slab on Clean Concrete Girder with Surface Roughened to an Amplitude of 6mm. (Light Weight Concrete)				
	a. c	=	1.9 (N/mm ²)		
	b. μ	=	1		
	c. K1	=	0.3		
	d. K2	=	9		
	Condition 3				
	Normal Weight Concrete Placed Monolithically				
	a. c	=	2.8 (N/mm ²)		
	b. μ	=	1.4		
	c. K1	=	0.25		
	d. K2	=	10.3		
	Condition 4				
	For Light Weight Concrete Placed Monolithically or Non Monolithically against a Clean Concrete Surface, Free of Laitance with Surface Roughened to an Amplitude of 6mm.				
	a. c	=	1.7 (N/mm ²)		
	b. μ	=	1		
	c. K1	=	0.25		
	d. K2	=	6.9		
	Condition 5				
	For Normal Weight Concrete Placed against a Clean Concrete Surface Free of Laitance with Roughened to an Amplitude of 6mm.				
	a. c	=	1.7 (N/mm ²)		
	b. μ	=	1		
	c. K1	=	0.25		
	d. K2	=	10.3		
	Condition 6				
	For Concrete Placed against a Clean Concrete Surface, Free of Laitance but not Intentionally Roughened				
	a. c	=	0.52 (N/mm ²)		
	b. μ	=	0.6		
	c. K1	=	0.2		
	d. K2	=	5.5		

Condition Applicable to Design of Slab,						Condition 1
c	=	1.90				
μ	=	1.00				
K1	=	0.30				
K2	=	12.40				
Required Area of Shear Reinforcement,						
$A_v = \frac{(V_{int} - cA_c v)}{\mu f_y} \frac{P_c}{f_y}$						
Point	Required Nominal Interface Resistance	Shear Resistance Provided by Concrete	Required Area of Reinforcement			
	KN/m	KN/m	mm ² /m			
0.00	738.66	965.20	Minimum			
0.05	524.50	965.20	Minimum			
0.15	402.58	965.20	Minimum			
0.30	283.41	965.20	Minimum			
MINIMUM AREA OF INTERFACE SHEAR REINFORCEMENT,						
DGCS 12.5.4-3-1	$A_{vf} \geq \frac{0.35 A_c v}{f_y}$					
For Cast in Place Concrete Slabs on Clean Concrete Girder Surface Free of Lintance, the following Provision shall Apply.						
Minimum Interface Shear Reinforcement, A_{vf}						
Amount Required to Resist $1.33 v_{ui} \Phi_v$						
Point	$1.33 v_{ui} \Phi_v$	Required Area of Reinforcement	Minimum Interface Reinforcement	Maximum Spacing		
	KN/m	mm ² /m	mm ² /m	mm		
0.00	982.42	3508.64	635.00	356.21		
0.05	697.59	2491.38	635.00	356.21		
0.15	535.44	1912.27	635.00	356.21		
0.30	376.94	1346.20	635.00	356.21		

2) 床版の設計

(a) 内側

	Design Base Width,	b	=	1000.00 mm		
DGCS 14.4.1.1	Deck Slab Thickness,	h	=	200.00 mm		
DGCS 12.9.2	Concrete Cover,	cc	=	40.00 mm		
	Calculated Design Effective Depth,	d _{eff}	=	152.00 mm		
	Girder Spacing,	S _g	=	1,800 mm		
	Girder Width,	b _w	=	508.00 mm		
DGCS 14.4.2.2	Effective Length,	L _{eff}	=	784.00 mm		
	Diameter of Main Bars,	db 1	=	16 mm		
	Diameter of Distribution Bars,	db 2	=	16 mm		
	Diameter of Temperature Bars,	db 3	=	16 mm		
Material Properties for Concrete :						
DGCS 12.1.1.1	Compressive Strength,	f _{c'}	=	28.00 MPa		
DGCS 12.1.1.4	Modulus of Elasticity,	$E_c = 0.043K_1\rho_c^{1.5}\sqrt{f_c'}$	=	Ec = 26,742.50 MPa		
Material Properties for Reinforcing Steel Bars :						
DGCS 12.1.2	Rebar Yield Strength (diameter ≥ 20mm),	f _y	=	420.00 MPa		
DGCS 12.1.2	Rebar Yield Strength (diameter ≤ 16mm),	f _y	=	280.00 MPa		
DGCS 12.1.2.1	Modulus of Elasticity,	E _s	=	200,000.00 MPa		
Design Dead Load Moments,						
DGCS 10.3	Load Factors and Load Combinations,	$q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$				
DGCS 10.3-1	Total Factored Force Effect,					
	where :					
	For Loads for which a Maximum Value of γ_i is Appropriate :					
DGCS 10.3-2	$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$					
	For Loads for which a Minimum Value of γ_i is Appropriate :					
DGCS 10.3-3	$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$					
	For Strength Limit State,					
	Factor Relating to Ductility,	η_D	=	1.05		
	Factor Relating to Redundancy,	η_R	=	1.05		
	Factor Relating to Operational Importance,	η_I	=	1.00		
	Load Modifier for Maximum Value of γ_i ,	η_l	=	1.10		
	Load Modifier for Minimum Value of γ_i ,	η_l	=	0.91		
	For All Other Limit States,					
	Factor Relating to Ductility,	η_D	=	1.00		
	Factor Relating to Redundancy,	η_R	=	1.00		
	Factor Relating to Operational Importance,	η_I	=	1.00		
	Load Modifier for Maximum Value of γ_i ,	η_l	=	1.00		
	Load Modifier for Minimum Value of γ_i ,	η_l	=	1.00		
Deck Slab Dimensions and Other Properties,						
	Deck Slab Thickness,	h	=	0.20 m		
	Unit Weight for Deck Slab Concrete,	γ_c	=	24.00 KN/m ³		
	Future Wearing Surface Thickness,	t _{ws}	=	0.05 m		
	Unit Weight for FWS Concrete,	γ_{ws}	=	22.00 KN/m ³		
	Weight of Deck Slab,	w	=	4.80 KN/m ²		
	Unfactored Deck Slab Positive or Negative Moment,	$M_{ds} = \frac{w \cdot L_{eff}^2}{10}$	=	0.30 KN-m/m		
	Weight of FWS,	w _{ws}	=	1.10 KN/m ²		
	Unfactored Deck Slab Positive or Negative Moment,	$M_{ws} = \frac{w_{ws} \cdot L_{eff}^2}{10}$	=	0.07 KN-m/m		
Design of Deck Slab,						
	Design Factored Moment for IM = 33%					
	Dynamic Overload Factor,		=	1.50		
	Strength I Limit State,					
		Factor	Force	Moment	Unit	
				Positive	Negative	
		1.38	DC	0.41	0.41	KN-m/m
		1.65	DW	0.11	0.11	KN-m/m
		1.93	LL	54.58	37.29	KN-m/m
		TOTAL		55.10	37.80	KN-m/m
		Service I Limit State,				
		Factor	Force	Moment	Unit	
				Positive	Negative	
		1.00	DC	0.30	0.30	KN-m/m
		1.00	DW	0.07	0.07	KN-m/m
		1.00	LL	28.29	19.33	KN-m/m
		TOTAL		28.65	19.69	KN-m/m

Design Factored Moment for IM = 75%					
Dynamic Overload Factor,				= 1.50	
Strength I Limit State,					
	Factor	Force	Moment		Unit
			Positive	Negative	
	1.38	DC	0.41	0.41	KN-m/m
	1.65	DW	0.11	0.11	KN-m/m
	1.93	LL	124.04	84.74	KN-m/m
	TOTAL		124.56	85.26	KN-m/m
Service I Limit State,					
	Factor	Force	Moment		Unit
			Positive	Negative	
	1.00	DC	0.30	0.30	KN-m/m
	1.00	DW	0.07	0.07	KN-m/m
	1.00	LL	64.29	43.92	KN-m/m
	TOTAL		64.65	44.28	KN-m/m
DGCS 12.4.3.2	Flexural Resistance,				
DGCS 12.4.3.3	Limits of Reinforcement,				
	1.33 Times the Factored Moment Required,	M_{cr}	=	26.67	KN-m
DGCS 12.4.3.3-1	Cracking Moment,	$M_{cr} = \gamma_1 \gamma_1 f_r S_c$	=	85.99	KN-m
	Modulus of Rupture,	f_r	=	3.33	MPa
	Section Modulus for the Extreme Fiber of the Composite Section,	$S_c = \frac{bh^2}{6}$	=	6,666,667	mm ³
	Flexural Cracking Variability Factor,	γ_1	=	1.00	
	Ratio of Minimum Yield Strength to Ultimate Tensile Strength of the Reinforcement,	γ_s	=	0.75	
Reinforcement Parameters,					
For Impact Factor IM = 33%					
Positive Moment : Bottom Bars					
	Rebar	Spacing	Remarks		
	mm	mm			
	16	150.00	ADEQUATE		
Negative Moment : Top Bars					
	Rebar	Spacing	Remarks		
	mm	mm			
	16	200.00	ADEQUATE		
For Impact Factor IM = 75%					
Positive Moment : Bottom Bars					
	Rebar	Spacing	Remarks		
	mm	mm			
	16	70.00	ADEQUATE		
Negative Moment : Top Bars					
	Rebar	Spacing	Remarks		
	mm	mm			
	16	100.00	ADEQUATE		
Design Calculation of Main Bars,					
DGCS 12.2.3.1-1	Strength Reduction Factor,				
		For Impact Factor IM=33%		For Impact Factor IM=75%	
		Pos. Moment	Neg. Moment	Pos. Moment	Neg. Moment
	Flexure in Tension Controlled, Φ_f	0.90	0.90	0.90	0.90
	Shear and Torsion, Φ_v	0.90	0.90	0.90	0.90
Flexural Reinforcement,					
		For Impact Factor IM=33%		For Impact Factor IM=75%	
		Pos. Moment	Neg. Moment	Pos. Moment	Neg. Moment
	Total Flexural Bar Area, A_s	1340.41	1005.31	2872.31	2010.62
		mm ²			
DGCS 12.4.3	Flexural Capacity Verification,				
		For Impact Factor IM=33%		For Impact Factor IM=75%	
		Pos. Moment	Neg. Moment	Pos. Moment	Neg. Moment
	Factored Applied	55.10	37.80	124.56	85.26
	Depth of Equivalent Stress Block	23.65	17.74	50.69	35.48
	Factored Flexural Resistance	71.02	54.39	137.51	102.04
	$M_{cr} \leq M_{tr}$	OK!	OK!	OK!	OK!
DGCS 12.4.3.3	Minimum Reinforcement Verification,				
		For Impact Factor IM=33%		For Impact Factor IM=75%	
		Pos. Moment	Neg. Moment	Pos. Moment	Neg. Moment
	Cracking Moment	26.67	26.67	26.67	26.67
	$M_{cr} \leq M_{tr}$	OK!	OK!	OK!	OK!
		KN-m/m			

DGCS 14.4.3.1	Distribution of Reinforcement,																	
	Percent Distribution,	3840	$\leq 67\%$	%distribution	= 67.00 %													
	Area of Distribution Bars,	\sqrt{Leff}		A.s.dr	= 673.56 mm ²													
	Spacing of Bottom Distribution Rebar,	$s = \frac{Ab \cdot 1000}{As}$		s	= 220.00 mm													
DGCS 12.7.8	Shrinkage and Temperature Reinforcement,																	
	Least Width of Component Section,	b	=		1000.00 mm													
	Least Thickness of Component Section,	h	=		200.00 mm													
	Specified Yield Strength of Bar,	fy	=		420.00 MPa													
	Reinforcement Area in Each Direction and Each Face, (mm ² /mm)	As	=		0.23 mm ²													
DGCS 12.7.8-1		$As \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)fy}$	=		0.15 mm ²													
DGCS 12.7.8-2		$0.233 \leq As \leq 1.27$	=		0.23 mm ²													
	Governing Area of Temperature Reinforcement, As		=		233.00 mm ²													
	Minimum Spacing for Temperature Rebar Verification,																	
	Required Spacing Provided by Governing Temperature Reinforcement,		=		862.93 mm													
	3.0 x The Component Thickness, or 450mm,		=		450.00 mm													
	Required Minimum Spacing,		=		450.00 mm													
	Verification of Reinforcement,																	
	Spacing Summary,																	
	For Impact Factor IM = 33% (Adopt for Slabs Beyond End Regions)																	
	Main Reinforcement,																	
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Design Moment</th> <th>Rebar Location</th> <th>Rebar Size</th> <th>Spacing</th> <th>Remark</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Positive Moment</td> <td>Bottom Bars</td> <td>16</td> <td>150.00</td> <td>Adopt Spacing</td> </tr> <tr> <td>Negative Moment</td> <td>Top Bars</td> <td>16</td> <td>200.00</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Design Moment	Rebar Location	Rebar Size	Spacing	Remark	Positive Moment	Bottom Bars	16	150.00	Adopt Spacing	Negative Moment	Top Bars	16	200.00			
Design Moment	Rebar Location	Rebar Size	Spacing	Remark														
Positive Moment	Bottom Bars	16	150.00	Adopt Spacing														
Negative Moment	Top Bars	16	200.00															
	For Impact Factor IM = 75% (Adopt for First Three (3) Meters from every Start of Span)																	
	Main Reinforcement,																	
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Design Moment</th> <th>Rebar Location</th> <th>Rebar Size</th> <th>Spacing</th> <th>Remark</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Positive Moment</td> <td>Bottom Bars</td> <td>16</td> <td>70.00</td> <td>Adopt Spacing</td> </tr> <tr> <td>Negative Moment</td> <td>Top Bars</td> <td>16</td> <td>100.00</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Design Moment	Rebar Location	Rebar Size	Spacing	Remark	Positive Moment	Bottom Bars	16	70.00	Adopt Spacing	Negative Moment	Top Bars	16	100.00			
Design Moment	Rebar Location	Rebar Size	Spacing	Remark														
Positive Moment	Bottom Bars	16	70.00	Adopt Spacing														
Negative Moment	Top Bars	16	100.00															
	Distribution Reinforcement,																	
	Adopt Distribution Reinforcement,			Adopt 16mmØ @	220.00 mm													
	Temperature and Shrinkage Reinforcement,																	
	Adopt Distribution Reinforcement,			Adopt 16mmØ @	450.00 mm													
	Slab Reinforcement Layout,																	

(b) 張り出し部

	Design Base Width,	b	=	1000.00	mm
DGCS 14.4.1.1	Section Overall Thickness,	h	=	250.00	mm
DGCS 12.9.2	Concrete Cover,	ec	=	40.00	mm
	Calculated Design Effective Depth,	deff	=	202.00	mm
	Width of Sidewalk,	bsw	=	500.00	mm
	Thickness of Sidewalk,	tsw	=	250.00	mm
	Area of Sidewalk,	Asw	=	125000.00	mm ²
	Diameter of Main Bars,	db 1	=	16	mm
	Diameter of Distribution Bars,	db 2	=	16	mm
	Diameter of Temperature Bars,	db 3	=	16	mm
Material Properties for Concrete :					
DGCS 10.6-1	Density,	ρc	=	2400.00	kg/m ³
	Unit Weight,	γc	=	24.00	KN/m ³
DGCS 12.1.1.1	Compressive Strength,	f'c	=	28.00	MPa
DGCS 12.1.1.4	Modulus of Elasticity,	$E_c = 0.043K_1 \rho_c^{1.5} \sqrt{f'c}$	=	Ec	= 26752.40
Material Properties for Reinforcing Steel Bars :					
DGCS 12.1.2	Rebar Yield Strength (diameter > 20mm),	fy	=	420.00	MPa
DGCS 12.1.2	Rebar Yield Strength (diameter ≤ 16mm),	fy	=	280.00	MPa
DGCS 12.1.2.1	Modulus of Elasticity,	Es	=	200,000.00	MPa
Dead Load Analysis,					
	Weight of Sidewalk,	Wsw	=	3.00	KN/m
	Weight of Post,	Wpost	=	0.09	KN/m
	Weight of Railings,	Wrail	=	0.30	KN/m
	Unfactored Dead Load,				
		Member	Weight	Lever Arm	Moment
			KN/m	m	KN-m
		Sidewalk	3.00	0.25	0.75
		Post	0.09	0.48	0.04
		Railings	0.30	0.48	0.14
		TOTAL DC	3.40		0.94
DGCS 18	Live Load Analysis,				
	Live Load Intensity,	LL	=	15.00	KN
	Live Load Moment Arm,	LLam	=	150.00	mm
	Dynamic Load Allowance (For All Other Limit State),	IM	=	1.33	
	Distance of Design Section to Face of Railing,	d	=	450.00	mm
	Design Unfactored Shear with Impact Factor,	V	=	19.95	KN
	Design Unfactored Bending Moment with Impact Factor, Negative Moment,	M	=	2.99	KN-m
Factored Shear and Bending Moments,					
DGCS 10.3	Load Factors and Load Combinations,				
DGCS 10.3-1	Total Factored Force Effect,		$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$		
	where :				
	For Loads for which a Maximum Value of γ_i is Appropriate :				
DGCS 10.3-2	$\eta_i = \eta_o \eta_s \eta_i \geq 0.95$				
	For Loads for which a Minimum Value of γ_i is Appropriate :				
DGCS 10.3-3	$\eta_i = \frac{1}{\eta_o \eta_s \eta_i} \leq 1.0$				
	For Strength Limit State,				
	Factor Relating to Ductility,	η_D	=	1.05	
	Factor Relating to Redundancy,	η_R	=	1.05	
	Factor Relating to Operational Importance,	η_I	=	1.00	
	Load Modifier for Maximum Value of γ_i ,	η_j	=	1.10	
	Load Modifier for Minimum Value of γ_i ,	η_j	=	0.91	
	For All Other Limit States,				
	Factor Relating to Ductility,	η_D	=	1.00	
	Factor Relating to Redundancy,	η_R	=	1.00	
	Factor Relating to Operational Importance,	η_I	=	1.00	
	Load Modifier for Maximum Value of γ_i ,	η_j	=	1.00	
	Load Modifier for Minimum Value of γ_i ,	η_j	=	1.00	
Factored Shear and Bending Moments,					
Strength Event I Limit State					
	Factor	Force	Shear	Moment	
			KN	KN-m	
	1.38	DC	4.68	1.29	
	1.93	LL	28.94	5.77	
	TOTAL		33.62	7.07	

Design of Main Reinforcement,			
	Maximum Factored Moment,	Mu	= 7.07 KN-m
DGCS 12.4.3.3	Limits of Reinforcement,	Mcr	= 9.40 KN-m
	1.33 Times the Factored Moment Required,	1.33*Mu	= 9.40 KN-m
DGCS 12.4.3.3-1	Cracking Moment, $Mcr = \gamma_1 \gamma_2 f_r S_c$	Mcr	= 41.67 KN-m
	Modulus of Rupture,	f_r	= 3.33 MPa
	Section Modulus for the Extreme Fiber of the Composite Section,	$S_c = \frac{bh^2}{6}$	= 10,416,667 mm ³
	Flexural Cracking Variability Factor,	γ_1	= 1.60
	Ratio of Minimum Yield Strength to Ultimate Tensile Strength of the Reinforcement,	γ_2	= 0.75
Verification of Governing Factored Flexural Resistance,			
	Governing Factored Flexural Resistance for Flexural Design,	Mu	= 9.40 KN-m
DGCS 12.2.3.1	Flexural Resistance Factor,	Φ_f	= 0.90
	Area of Flexural Reinforcement,	m	= 17.65
		x	= 0.001
		r	= 0.001
		As	= 123.77 mm ²
		s	= 1500.00 mm
DGCS 12.7.3.2	Required Bar Spacing, $s = Ab + b/As$		
	Maximum Spacing of Reinforcing Bars,		
	1.5 Times the Thickness of the Member,	smax1	= 375.00 mm
	450mm,	smax2	= 450.00 mm
DGCS 12.7.3.1	Check for Minimum Spacing,		
	1.5 Times the Nominal Diameter of the Bars,	smin1	= 24.00 mm
	1.5 Times the Maximum Size of the Coarse Aggregates,	smin2	= 37.50 mm
	38mm,	smin3	= 38.00 mm
∴ Use 16 mm Tension Reinforcement Bar spaced @ 375mm O.C.			
Shear Verification,			
	Maximum Factored Shear,	Vu	= 33.62 KN
DGCS 12.5.3.3.1	Simplified Procedure for Non-Prestressed Section,		
	Verification of Overall Depth,	h	= 250.00 mm
			Simplified Procedure
	Calculation for Shear Depth,		
	Governing Effective Shear Depth, $dv = de - 0.50a$	dv	= 200.91 mm
	Shear Depth,	de	= 202.00 mm
	Shall be Less Than the Greater of,		
	0.90*de		= 181.80 mm
	0.72*h		= 180.00 mm
	If Overall Depth is Less than 400 mm,		
	Beta,	β	= 2.00
	Theta,	θ	= 45.00 degrees
DGCS 12.5.3.2	Nominal Shear Resistance Verification,		
DGCS 12.5.3.2-3	Nominal Concrete Shear Resistance, $Vc = 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * bv * dv$	Vc	= 176.48 KN
	Nominal Reinf. Shear Resistance, $Vs = \frac{Av * fy + dv * cot\theta}{s}$	Vs	= 45.24 KN
	Nominal Shear Resistance,		
DGCS 12.5.3.2-1	$Vn1 = Vc + Vs$	Vn1	= 221.72 KN
DGCS 12.5.3.2-2	$Vn2 = 0.25 * \sqrt{f'c} * bv * dv$	Vn2	= 1406.36 KN
	Governing Nominal Shear Resistance,	Vn	= 221.72 KN
	Factored Shear Resistance Verification,		
	Shear Resistance Factor,	Φ_v	= 0.90
	Factored Shear Resistance, $Vr = \Phi_v * Vn$	Vr	= 199.55 KN
∴ Shear Reinforcement is Adequate			

(2) 長支間 : L=31.00m

1) 主桁の設計

DGCS 12.6.3		Stresses Limitations for Prestressing Tendons,		
Condition	Tendon Type			
	Stress-Relieved Strand and Plain High-Strength Bars (MPa)	Low Relaxation Strand (MPa)	Deformed High-Strength Bars (MPa)	
Pretensioning				
Immediately prior to transfer (f_{pbt})	1302.00	1395.00	-	
At service limit state after all losses (f_{ps})	1339.20	1339.20	1339.20	
Post-Tensioning				
Prior to seating-short-term (f_{pbt} may be allowed)	1506.60	1506.60	1506.60	
At anchorages and couplers immediately after anchor set	1302.00	1302.00	1302.00	
Elsewhere along length of member away from anchorages and couplers immediately after anchor set	1302.00	1376.40	1302.00	
At service limit state after losses (f_{ps})	1339.20	1339.20	1339.20	
DGCS 12.6.4.1		For Temporary Stresses Before Losses-Fully Prestressed Components,		
		Compression Stresses,	0.60 f _{ci}	= 21.00 MPa
DGCS 12.6.3.1-1		Tension Stresses,		
Bridge Type	Location	Stress Limit (MPa)		
Other Than Segmentally-Constructed Bridges	In precompressed tensile zone without bonded reinforcement	N/A		
	In areas other than the precompressed tensile zone and without bonded reinforcement	1.38		
	In areas with bonded reinforcement (reinforcing bars or prestressing steel) sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of 0.50 f _y , not to exceed 210 MPa.	3.73		
	For handling stresses in prestressed piles	2.46		
Segmentally-Constructed Bridges	Longitudinal Stresses Through Joints in the Precompressed Tensile Zone			
	Joints with minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints, which is sufficient to carry the calculated tensile force at a stress of 0.5 f _y , with internal tendons or external tendons	1.48		
	Joints without minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints	0.00		
	Transverse Stresses Through Joints For any type of joint	1.48		
	Stresses in Other Areas			
	For areas without bonded non-prestressed reinforcement	0.00		
	In areas with bonded reinforcement (reinforcing bars or prestressing steel) sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of 0.50 f _y , not to exceed 210 MPa	2.96		
Principal Tensile Stress at Neutral Axis in Web				
All types of segmental concrete bridges with internal and/or external tendons, unless the Owner imposes other criteria for critical structures	1.71			
DGCS 12.6.4.2		For Stresses at Service Limit State after Losses-Fully Prestressed Components,		
DGCS 12.6.4.2-1		Compression Stresses,		
	Location	Stress Limit (MPa)		
In other than segmentally constructed bridges due to the sum of effective prestress and permanent loads	Girder	20.25		
	Deck	12.60		
In segmentally constructed bridges due to the sum of effective prestress and permanent loads	Girder	20.25		
	Deck	12.60		
Due to the sum of effective prestress, permanent loads, and transient loads and during shipping and handling	Girder	27.00		
	Deck	16.80		

DGCS 12.6.4.2-2		Tension Stresses,			
	Bridge Type	Location	Stress Limit (MPa)		
	Other Than Segmentally-Constructed Bridges	Tension in the Precompressed Tensile Zone Bridges, Assuming Uncracked Sections			
		For components with bonded prestressing tendons or reinforcement that are subjected to not worse than moderate corrosion conditions	3.35		
		For components with bonded prestressing tendons or reinforcement that are subjected to severe corrosive conditions	1.68		
		For components with unbonded prestressing tendons	0.00		
	Segmentally Constructed Bridges	Longitudinal Stresses Through Joints in the Precompressed Tensile Zone			
		Joints with minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints sufficient to carry the calculated longitudinal tensile force at a stress of 0.5 Fy; internal tendons or external tendons	1.68		
		Joints without the minimum bonded auxiliary reinforcement through joints	0.00		
		Transverse Stresses Through Joints Tension in the transverse direction in precompressed tensile zone	1.68		
		Stresses in Other Areas			
		For areas without bonded reinforcement	0.00		
		In areas with bonded reinforcement sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of 0.5 Fy, not to exceed 205 Mpa.	3.35		
	Principal Tensile Stress at Neutral Axis in Web				
	All types of segmental concrete bridges with internal and/or external tendons, unless the Owner imposes other criteria for critical structures.	1.94			
Estimate of Required Number of Strands,					
	Estimated Center of Gravity of Strands from Bottom of Girder,		=	210.00 mm	
	Limit Cracking due to Tensile Stress,		=	210.00 mm	
	Tensile Stress Limit for Concrete at Service Load,		=	3.35 MPa	
	Required Pre-Compressive Stress at the Bottom Fiber,		=	12.82 MPa	
	Required Effective Prestressing Force,		P =	2068.61 KN	
			$P = \frac{\left(\frac{M}{S_b}\right) \sigma}{\left(\frac{e}{S_b}\right) + A}$		
	No Tensile Stress during Service Load				
	Required Effective Prestressing Force,		P =	1413.76 KN	
			$P = \frac{\left(\frac{M}{S_b}\right)}{\left(\frac{e}{S_b}\right) + A}$		
	Estimated Prestress Loss vs. Actual Prestress Loss,				
	Estimated Percentage of Prestress Loss,		=	51.93790 %	
	Actual Percentage of Prestress Loss,		=	51.93790 %	
	Estimated vs. Actual Percentage of Prestress Loss,		=	0.00000 %	
	Required Number of Strands,				
	Estimated Effective Jacking Force,		=	4304.04 KN	
	Allowable Stress for Prestressing Steel near Anchorage,				
	Estimated Area of Prestressing Steel,		=	3305.72 mm ²	
	Estimated Number of Strands Required,		=	33.49 strands	
	Number of Strands,		=	34.00 strands	
	Number of Identical Tendons,		N =	48.00 strands	
				4.00	
	Pattern of Strands at Midspan				
	Row	Centroid yb	No. of Strand n	n*yb	e _{mid}
	1	300.00	12.00	3600.00	511.208
	2	300.00	12.00	3600.00	511.208
	3	120.00	12.00	1440.00	691.208
	4	120.00	12.00	1440.00	691.208
	5	0.00	0.00	0.00	0.000
	6	0.00	0.00	0.00	0.000
	7	0.00	0.00	0.00	0.000
	8	0.00	0.00	0.00	0.000
	9	0.00	0.00	0.00	0.000
	10	0.00	0.00	0.00	0.000
	TOTAL		48.00	10080.00	
	Computed Centroid at Mid-Span vs. Estimated Centroid at Mid-Span,				
	Computed Centroid at Mid-Span,		Y _{computed}	=	210.00 mm
	Estimated Centroid at Mid-Span,		Y _{estimated}	=	210.00 mm
	Relative Error,		%error	=	0.00 %
	Computed Total Area of Prestressing Steel,		A _{ps}	=	4737.60 mm ²
	Computed Eccentricity at Mid-Span,		e _{computed}	=	601.21 mm

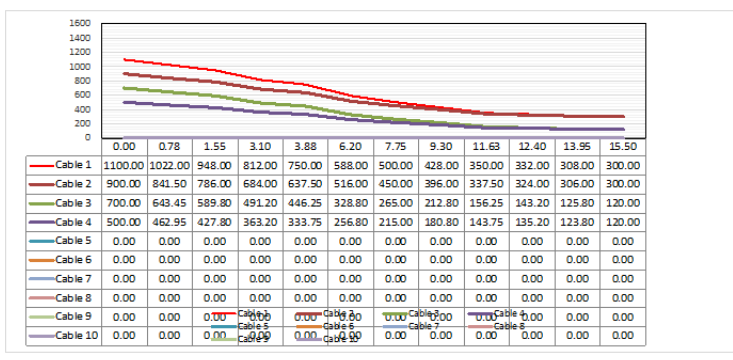
	Jacking Stress per Strand,	=	5211.92 MPa				
	Total Prestress Loss at Transfer,	=	193.61 MPa				
	Total Prestress Loss at Service,	=	675.83 MPa				
	Stress per Strand at Transfer,	=	5018.31 MPa				
	Stress per Strand at Service,	=	4342.48 MPa				
	Total Prestress Losses at Service between Time of Transfer and Deck Placement,						
	$\Delta f_{pid} = \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1}$	Δf_{pid}	=	301.01 MPa			
	Total Prestress Losses at Service After Deck Placement,						
	$\Delta f_{pdf} = \Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS}$	Δf_{pdf}	=	374.83 MPa			
	Total Prestress Loss,	=	869.44 MPa				
	Percentage of Total Losses,	=	51.94 %				
	Check for Prestressing Limit,						
	Allowable Prestress Limit at Service,	=	1339.20 MPa				
	Stress in Strands after Losses,	=	804.56 MPa	OK!			
	Final Effective Prestressing Force after Losses,	=	3811.68 KN				
DGCS 12.6.5.2	Instantaneous Losses, Anchorage Set,	Δf_{pa}	=	62.28 MPa			
	Friction Losses,						
DGCS 12.6.5.2-1	Between the Prestressing Tendons and the Duct Wall,	$\Delta f_{pF} = fpj(1 - e^{-kx - \mu\alpha})$					
DGCS 12.6.5.2-2	Between the External Tendons across a Single Deviator Pipe,	$\Delta f_{pF} = fpj(1 - e^{-\mu(\alpha + 0.64)})$					
	Wobble Friction,	K	=	6.60E-07			
	Coefficient of Friction,	μ	=	0.23			
	Stress in Prestressing Steel During Jacking						
		Duct	Jacking Force (Pj)	No. of Strands (N)	Jacking Stress (fpj)		
		1	6,173,000.00	12.00	YIELD 1674.00		
		2	6,173,000.00	12.00	YIELD 1674.00		
		3	6,173,000.00	12.00	YIELD 1674.00		
		4	6,173,000.00	12.00	YIELD 1674.00		
		5	0.00	0.00			
		6	0.00	0.00			
		7	0.00	0.00			
		8	0.00	0.00			
		9	0.00	0.00			
		10	0.00	0.00			
		TOTAL	24,692,000.00				
	Sum of Absolute Values of Angular Change of Prestressing Steel,						
		Duct	Centroid at Ends	Centroid at Mid	SAG	x	a
		1	1100.00	300.00	800.00	15.527	0.052
		2	900.00	300.00	600.00	15.515	0.039
		3	700.00	120.00	580.00	15.514	0.037
		4	500.00	120.00	380.00	15.506	0.025
		5	0.00	0.00	0.00		
		6	0.00	0.00	0.00		
		7	0.00	0.00	0.00		
		8	0.00	0.00	0.00		
		9	0.00	0.00	0.00		
		10	0.00	0.00	0.00		
	Computed Prestress Loss due to Friction,						
		Duct	Jacking Stress (fpj)	$1 - e^{-kx - \mu\alpha}$	Friction Loss (Δf_{pF})		
		1	1674.00	0.012	19.77		
		2	1674.00	0.009	14.85		
		3	1674.00	0.009	14.36		
		4	1674.00	0.006	9.43		
		5					
		6					
		7					
		8					
		9					
		10					
DGCS 12.6.5.2-4	Elastic Shortening,	$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2N} \frac{E_p}{E_c} f_{cgp}$					
	Sum of Concrete Stresses at Center of Gravity of Tendon after Transfer,	$f_{cgp} = \left(\frac{P_i}{A} \right) + \left[\left(\frac{P_i \cdot e_c^2}{I} \right) \right] \left[\frac{Mg + \alpha e_c^2}{I} \right]$	f_{cgp}	=	45.17 MPa		
	NOTE :						
	f_{cgp} values may be calculated using a steel stress reduced below the initial value by a margin dependent on elastic shortening, relaxation, and friction effects,						
	Estimated Prestress Loss,	Loss _{est}	=	2.158960			
	Eccentricity of Strands from Bottom of Girder at Midspan,	ec	=	550.00 mm			
	Total Prestressing Force at Release (w/ Anchorage Loss),	Pi	=	2.45E+07 N			
	Moment due to Selfweight at Midspan,	Mg	=	3929.75 KN-m			
	Computed Loss due to Elastic Shortening vs. Estimated Loss,						
	Computed Loss,	Δf_{pES}	=	111.56 MPa			
	Percentage of Loss,	Loss _{net}	=	2.158960 %			
	Relative Error,	Error _{rel}	=	0.00			OK!

DGCS 12.6.5.4		Refined Estimates of Time-Dependent Losses,	
DGCS 12.6.5.4-1	The change in prestressing steel stress due to time dependent loss, Δf_{pLT} , shall be determined as follows:		
	$\Delta f_{pLT} = (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{it} + (\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df}$		
	where:		
	Δf_{pSR}	=	prestress loss due to shrinkage of girder concrete between transfer and deck placement (MPa)
	Δf_{pCR}	=	prestress loss due to creep of girder concrete between transfer and deck placement (MPa)
	Δf_{pR1}	=	prestress loss due to relaxation of prestressing strands between time of transfer and deck placement (MPa)
	Δf_{pR2}	=	prestress loss due to relaxation of prestressing strands in composite section between time of deck placement and final time (MPa)
	Δf_{pSD}	=	prestress loss due to shrinkage of girder concrete between time of deck placement and final time (MPa)
	Δf_{pCD}	=	prestress loss due to creep of girder concrete between time of deck placement and final time (MPa)
	Δf_{pSS}	=	prestress gain due to shrinkage of deck in composite section (MPa)
	$(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{it}$	=	sum of time-dependent prestress losses between transfer and deck placement (MPa)
	$(\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df}$	=	sum of time-dependent prestress losses after deck placement (MPa)
	Accounts for Losses and Gains between Time of Deck Placement to Final Time,		
	Duct	$\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1}$	$\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS}$
	1	87.52	150.28
	2	87.72	150.47
	3	87.74	150.48
	4	87.94	150.67
	5	0.00	0.00
	6	0.00	0.00
	7	0.00	0.00
	8	0.00	0.00
	9	0.00	0.00
	10	0.00	0.00
	Losses: Time of Transfer to Time of Deck Placement,		
	Shrinkage of Girder Concrete,		
DGCS 12.6.5.4-2	Prestress Loss due to Shrinkage of Girder Concrete between Transfer and Deck Placement,	Δf_{pSR}	= 50.35 MPa
	$\Delta f_{pSR} = \epsilon_{sh,t} E_p K_{id}$		
	in which:		
	Transformed Section Coefficient that Accounts for Time-Dependent Interaction between Concrete and Bonded Steel in the Section being Considered for Time Period between Transfer and Deck Placement, K_{id}		
DGCS 12.6.5.4-3			= 0.84
	$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_p A_{ps}}{E_{ci} I_g} \left(1 + \frac{A_g e^2}{I_g} \right) [1 + 0.7 \phi_n(t_r, t_i)]}$		
	where:		
	Concrete Shrinkage Strain of Girder between the Time of Transfer and Deck Placement,	$\epsilon_{sh,t}$	= 0.000303
	Eccentricity of Prestressing Force with Respect to Centroid of Girder; Positive in Common Construction where it is Below Girder Centroid,	e_p	= 601.21 mm
	Girder Creep Coefficient at Final Time due to Loading Introduced at Transfer,	$\Psi(t, t_i)$	= 1.25
	Final Age	t	= 9000.00 day's
	Age at Transfer	t_i	= 3.00 day's
	Creep of Girder Concrete,		
DGCS 12.6.5.4-4	Prestress Loss due to Creep of Girder Concrete between Transfer and Deck Placement,	Δf_{pCR}	= 233.74 MPa
	$\Delta f_{pCR} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cp} \phi_n(t_n, t_r) K_{id}$		
	where:		
	Girder Creep Coefficient at Time of Deck Placement due to Loading Introduced at Transfer,	$\Psi(t_d, t_i)$	= 0.93
	Age at Deck Placement (days),	t_d	= 120.00 day's
	Relaxation of Prestressing Strands,		
	Prestress Loss due to Relaxation of Prestressing Strands between Time of Transfer and Deck Placement,		
DGCS 12.6.5.4-5		Δf_{pR1}	
	$\Delta f_{pR1} = \frac{f_{pr}}{K_L} \left(\frac{f_{pr}}{f_{py}} - 0.55 \right)$		
	where:		
	Stress in Prestressing Strands Immediately After Transfer, Taken Not Less Than 0.55 f_{py} ;	f_{pr}	
	30 for Low Relaxation Strands and 7 for Other Prestressing Steel, Unless More Accurate Manufacturer's Data are Available,	K_L	= 30.00
	Computed Prestress Loss due to Relaxation,		
	Duct	f_p (MPa)	Δf_{pR1} (MPa)
	1	1480.39	16.30
	2	1483.31	16.70
	3	1485.80	16.72
	4	1490.73	16.92
	5	0.00	0.00
	6	0.00	0.00
	7	0.00	0.00
	8	0.00	0.00
	9	0.00	0.00
	10	0.00	0.00

Losses: Time of Deck Placement to Final Time,																																													
Shrinkage of Girder Concrete, Prestress Loss due to Shrinkage of Girder Concrete between Time of Deck Placement and Final Time, DGCS 12.6.5.4-6 $\Delta f_{pSD} = \epsilon_{shf} E_p K_{df}$ $\Delta f_{pSD} =$ 68.09 MPa																																													
in which: Transformed Section Coefficient that Accounts for Time-Dependent Interaction between Concrete and Bonded Steel in the Section being Considered for Time Period between Deck Placement and Final Time, DGCS 12.6.5.4-7 $K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p A_{ps}}{E_c A_c} \left(1 + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c} \right) \{ 1 + 0.7 \phi_{pi}(t_f, t_d) \}}$ $K_{df} =$ 0.85																																													
where: Shrinkage Strain of Girder between Time of Deck Placement and Final Time, $\epsilon_{shf} =$ 0.000407 Eccentricity of Prestressing Force with Respect to Centroid of Composite Section, Positive in Typical Construction where Prestressing Force is Below Centroid of Section, $e_{pc} =$ 945.20 mm Area of Section Calculated using the Gross Composite Concrete Section Properties of the Girder and the Deck and the Deck-to-Girder Modular Ratio, $A_c =$ 1021669.23 mm ² Moment of Inertia of Section Calculated using the Gross Composite Concrete Section Properties of the Girder and the Deck and the Deck-to-Girder Modular Ratio at Service, $I_c =$ 4.33754E+11 mm ⁴																																													
Creep of Girder Concrete, Prestress Loss due to Creep of Girder Concrete between Time of Deck Placement and Final Time, DGCS 12.6.5.4-8 $\Delta f_{pCd} = \frac{E_p}{E_c} f_{cm} \phi_{cs} \{ \phi_{cs}(t_f, t_d) - \phi_{cs}(t_d, t_d) \} K_{df} + \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cm} \phi_{cs}(t_f, t_d) K_{df}$ $\Delta f_{pCD} =$																																													
where: Change in Concrete Stress at Centroid of Prestressing Strands due to Long-Term Losses between Transfer and Deck Placement, Combined with Deck Weight and Superimposed Loads, Δf_{cd} $\Delta f_{cd} = -(\Delta f_{psR} + \Delta \sigma_{DR} + \Delta f_{pR1}) \frac{A_{ps}}{A_c} \left(1 + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c} \right) - \left(\frac{M_d e_{psL}}{I_c} + \frac{(M_d + M_{sd}) e_{psL}}{I_c} \right)$ Girder Creep Coefficient at Final Time due to Loading at Deck Placement, $\Psi(t, t_d) =$ 0.81																																													
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Duct</th> <th>$\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1}$</th> <th>$\Delta f_{cd}$ (MPa)</th> <th>Δf_{pCD} (MPa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>87.52</td><td>-1.28</td><td>74.73</td></tr> <tr><td>2</td><td>87.72</td><td>-1.28</td><td>74.71</td></tr> <tr><td>3</td><td>87.74</td><td>-1.28</td><td>74.71</td></tr> <tr><td>4</td><td>87.94</td><td>-1.29</td><td>74.70</td></tr> <tr><td>5</td><td>0.00</td><td>0.00</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>6</td><td>0.00</td><td>0.00</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>7</td><td>0.00</td><td>0.00</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>8</td><td>0.00</td><td>0.00</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>9</td><td>0.00</td><td>0.00</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>10</td><td>0.00</td><td>0.00</td><td>0.00</td></tr> </tbody> </table>	Duct	$\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1}$	Δf_{cd} (MPa)	Δf_{pCD} (MPa)	1	87.52	-1.28	74.73	2	87.72	-1.28	74.71	3	87.74	-1.28	74.71	4	87.94	-1.29	74.70	5	0.00	0.00	0.00	6	0.00	0.00	0.00	7	0.00	0.00	0.00	8	0.00	0.00	0.00	9	0.00	0.00	0.00	10	0.00	0.00	0.00
Duct	$\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1}$	Δf_{cd} (MPa)	Δf_{pCD} (MPa)																																										
1	87.52	-1.28	74.73																																										
2	87.72	-1.28	74.71																																										
3	87.74	-1.28	74.71																																										
4	87.94	-1.29	74.70																																										
5	0.00	0.00	0.00																																										
6	0.00	0.00	0.00																																										
7	0.00	0.00	0.00																																										
8	0.00	0.00	0.00																																										
9	0.00	0.00	0.00																																										
10	0.00	0.00	0.00																																										
Relaxation of Prestressing Strands, Prestress Loss due to Relaxation of Prestressing Strands in Composite Section between Time of Deck Placement and Final Time, DGCS 12.6.5.4-9 $\Delta f_{pR2} = \Delta f_{pR1}$																																													
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Duct</th> <th>Δf_{pR2} (MPa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>16.50</td></tr> <tr><td>2</td><td>16.70</td></tr> <tr><td>3</td><td>16.72</td></tr> <tr><td>4</td><td>16.92</td></tr> <tr><td>5</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>6</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>7</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>8</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>9</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>10</td><td>0.00</td></tr> </tbody> </table>	Duct	Δf_{pR2} (MPa)	1	16.50	2	16.70	3	16.72	4	16.92	5	0.00	6	0.00	7	0.00	8	0.00	9	0.00	10	0.00																						
Duct	Δf_{pR2} (MPa)																																												
1	16.50																																												
2	16.70																																												
3	16.72																																												
4	16.92																																												
5	0.00																																												
6	0.00																																												
7	0.00																																												
8	0.00																																												
9	0.00																																												
10	0.00																																												
Shrinkage of Deck Concrete, Prestress Gain due to Shrinkage of Deck in Composite Section DGCS 12.6.5.4-10 $\Delta f_{pSS} = \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cd} K_{df} \{ 1 + 0.7 \phi_{pi}(t_f, t_d) \}$ $\Delta f_{pSS} =$ -9.04 MPa																																													
in which: Change in Concrete Stress at Centroid of Prestressing Strands due to Shrinkage of Deck Concrete, DGCS 12.6.5.4-11 $\Delta f_{cd} = \frac{\epsilon_{shd} A_d E_{cd}}{[1 + 0.7 \phi_{pi}(t_f, t_d)] \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_{pc}^2}{I_c} \right)}$ $\Delta f_{cd} =$ -1.03 MPa																																													
where: Shrinkage Strain of Deck Concrete between Placement and Final Time, $\epsilon_{shd} =$ 0.000407 Area of Deck Concrete, $A_d =$ 283971.83 mm ² Modulus of Elasticity of Deck Concrete, $E_{cd} =$ 26752.50 MPa Eccentricity of Deck with Respect to the Gross Composite Section, Positive in Typical Construction where Deck is Above Girder, $e_d =$ 688.99 mm Creep Coefficient of Deck Concrete at Final Time due to Loading Introduced Shortly after Deck Placements (i.e. overlays, barriers, etc.), $\Psi(t, t_d) =$ 0.81																																													

TRANSFORMED SECTION PROPERTIES,							
Modulus of Elasticity of Beam at Transfer,	Eci	=	29910.20	MPa			
Modulus of Elasticity of Beam at Service,	Ec	=	33914.98	MPa			
Modulus of Elasticity of Prestressing Strands,	Eps	=	197000.00	MPa			
Modular Ratio of Strands to Beam at Transfer,	n_p	=	6.59				
Modular Ratio of Strands to Beam at Service,	n_{ps}	=	5.81				
Area of Prestressing Strands,	Aps	=	98.70	mm ²			
Transformed Area of Prestressing Strands at Transfer,	(Aps (n _p -1))	=	26466.04	mm ²			
Transformed Area of Prestressing Strands at Service,	(Aps (n _{ps} -1))	=	22781.42	mm ²			
Midspan Center of Gravity of Strands,	Ybot	=	210.00	mm			
Girder and Strands (Initial, Transfer),							
	Element	A	Ybot	Av	Io	D	AD ²
	Girder	6.5353E+05	8.1121E+02	5.3016E+08	2.1664E+11	2.3399E+01	3.5782E+08
	Strands	2.6466E+04	2.1000E+02	5.5579E+06	0.0000E+00	5.7781E+02	8.8360E+09
	TOTAL	6.8001E+05		5.3572E+08	2.1664E+11		9.1939E+09
Transformed Initial :							
Neutral Axis from Extreme Bottom Fiber,	Ybot	=	787.81	mm			
Neutral Axis from Extreme Top Fiber,	Ytop	=	812.39	mm			
Moment of Inertia About X-axis,	Ix	=	2.26E+11	mm ⁴			
Section Modulus from Bottom Neutral Axis,	Sxb	=	2.87E+08	mm ³			
Section Modulus from Top Neutral Axis,	Sxt	=	2.78E+08	mm ³			
Eccentricity,	e	=	577.81	mm			
Girder and Strands (Final),							
	Element	A	Ybot	Av	Io	D	AD ²
	Girder	6.5353E+05	8.1121E+02	5.3016E+08	2.1664E+11	2.0251E+01	2.6802E+08
	Strands	2.2781E+04	2.1000E+02	4.7841E+06	0.0000E+00	5.8096E+02	7.6890E+09
	TOTAL	6.7633E+05		5.3495E+08	2.1664E+11		7.9570E+09
Transformed Service :							
Neutral Axis from Extreme Bottom Fiber,	Ybot	=	790.96	mm			
Neutral Axis from Extreme Top Fiber,	Ytop	=	809.24	mm			
Moment of Inertia About X-axis,	Ix	=	2.25E+11	mm ⁴			
Section Modulus from Bottom Neutral Axis,	Sxb	=	2.84E+08	mm ³			
Section Modulus from Top Neutral Axis,	Sxt	=	2.78E+08	mm ³			
Eccentricity,	e	=	580.96	mm			
Composite Girder and Deck,							
	Element	A	Ybot	Av	Io	D	AD ²
	Girder	6.5353E+05	8.1121E+02	5.3016E+08	2.1664E+11	2.5578E+02	4.2757E+10
	Strands	2.2781E+04	2.1000E+02	4.7841E+06	0.0000E+00	8.5699E+02	1.6731E+10
	Slab	2.8397E+05	1.8002E+03	5.1121E+08	9.4657E+08	7.3321E+02	1.5266E+11
	Haunch	8.4150E+04	8.1121E+02	6.8263E+07	7.0125E+07	2.5578E+02	5.5054E+09
	TOTAL	1.0445E+06		1.1144E+09	2.1766E+11		2.1766E+11
Transformed Service Composite :							
Neutral Axis from Extreme Bottom Fiber,	Ybot	=	1066.99	mm			
Neutral Axis from Extreme Top Fiber,	Ytop	=	633.21	mm			
Neutral Axis from Extreme Top Fiber for Girder,	Ytopg	=	533.21	mm			
Moment of Inertia About X-axis,	Ix	=	4.35E+11	mm ⁴			
Section Modulus from Bottom Neutral Axis,	Sxb	=	4.08E+08	mm ³			
Section Modulus from Top Neutral Axis,	Sxt	=	6.87E+08	mm ³			
Section Modulus from Top Neutral Axis of Girder,	Sxtg	=	8.16E+08	mm ³			
Eccentricity,	e	=	856.99	mm			
SUMMARY OF SECTION PROPERTIES,							
		NON-COMPOSITE SECTION			COMPOSITE SECTION		
		Gross	Transformed at Transfer	Transformed at Service	Gross	Transformed	
	Area, mm ²	653547.08	680013.12	6.7633E+05	1021669.23	1044450.65	
	Neutral Axis from Extreme Bottom Fiber, mm	811.21	787.81	790.96	1155.20	1066.99	
	Neutral Axis from Extreme Top Fiber, mm	788.99	812.39	809.24	445.00	633.21	
	Moment of Inertia, mm ⁴	2.17E+11	2.26E+11	2.25E+11	4.34E+11	4.35E+11	
	Eccentricity, mm	601.21	577.81	580.96	945.20	856.99	

STRESS AT TRANSFER,						
Force per Strand at Transfer,						
Stress per Strand at Transfer,	$f_{pi} = 916.12 \text{ MPa}$					
Total Prestressing Force at Transfer, $P_i = f_{pi} \cdot A_{ps}$	$P_i = 4340.21 \text{ KN}$					
Stress Limits for Concrete,						
Compression Stresses,						
Compressive Stress Limit for Pretensioned and Post-Tensioned Concrete,	$0.60 F_{ca} = 21.00 \text{ MPa}$					
Tension Stresses,						
Stress at Transfer Length,						
Transfer Length,	$L_{transfer} = 762.00 \text{ mm}$					
Moment due to Beam Selfweight at Transfer,	$M_g = 180.70 \text{ KN-m}$					
Due to Camber of the Beam, The Effective Beam Length shall be Taken as the Whole Beam Length,						
$M_g = \frac{Wx}{2} (L-x)$						
Beam Uniform Load,	$W = 15.69 \text{ KN/m}$					
Transfer Length,	$x = 0.76 \text{ m}$					
Beam Span,	$L_{span} = 31.00 \text{ m}$					
Stress at the Beam,						
Top Stress,						
$f_t = \frac{P_i}{A_{t \text{ transformed}}} + \frac{P_i \cdot e}{S_{t \text{ transformed}}} + \frac{M_g}{S_{t \text{ transformed}}}$	$f_t = 14.75 \text{ MPa}$ $f_t < 21.00 \text{ MPa}$ OK!					
Area of Girder,	$A = 680013.12 \text{ mm}^2$					
Eccentricity of Prestressing Strand,	$e = 577.81 \text{ mm}$					
Section Modulus,	$S_{t \text{ transformed}} = 2.78E+08 \text{ mm}^3$					
Bottom Stress,						
$f_b = \frac{P_i}{A_{b \text{ transformed}}} - \frac{P_i \cdot e}{S_{b \text{ transformed}}} + \frac{M_g}{S_{b \text{ transformed}}}$	$f_b = -1.74 \text{ MPa}$ $f_b > -3.73 \text{ MPa}$ OK!					
Section Modulus,	$S_{b \text{ transformed}} = 2.87E+08 \text{ mm}^3$					
Stress at Transfer Length (Considering Effect of Harping),						
Cable Profile,						
$y = \frac{4 \cdot 5ag}{L^2} (0.50L - x)^2 + y_{midspan}$						
Point	Distance	1	2	3	4	5
0.000	0.000	1100.00	900.00	700.00	500.00	0.00
0.025	0.775	1022.00	841.50	643.45	462.95	0.00
0.050	1.550	948.00	786.00	589.80	427.80	0.00
0.100	3.100	812.00	684.00	491.20	363.20	0.00
0.125	3.875	750.00	637.50	446.25	333.75	0.00
0.200	6.200	588.00	516.00	328.80	256.80	0.00
0.250	7.750	500.00	450.00	265.00	215.00	0.00
0.300	9.300	428.00	396.00	212.80	180.80	0.00
0.375	11.625	350.00	337.50	156.25	143.75	0.00
0.400	12.400	332.00	324.00	143.20	135.20	0.00
0.450	13.950	308.00	306.00	125.80	123.80	0.00
0.500	15.500	300.00	300.00	120.00	120.00	0.00
Point	Distance	6	7	8	9	10
0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.025	0.775	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.050	1.550	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.100	3.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.125	3.875	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.200	6.200	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.250	7.750	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.300	9.300	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.375	11.625	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.400	12.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.450	13.950	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.500	15.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



	0.00	0.78	1.55	3.10	3.88	6.20	7.75	9.30	11.63	12.40	13.95	15.50
Cable 1	1100.00	1022.00	948.00	812.00	750.00	588.00	500.00	428.00	350.00	332.00	308.00	300.00
Cable 2	900.00	841.50	786.00	684.00	637.50	516.00	450.00	396.00	337.50	324.00	306.00	300.00
Cable 3	700.00	643.45	589.80	491.20	446.25	328.80	265.00	212.80	156.25	143.20	125.80	120.00
Cable 4	500.00	462.95	427.80	363.20	333.75	256.80	215.00	180.80	143.75	135.20	123.80	120.00
Cable 5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cable 6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cable 7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cable 8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cable 9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Cable 10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Angular Change of Cable per Point,							
$\frac{dy}{dx} = \frac{8 \cdot Sag}{l^2} (0.50L - x)l = a$							
Point	Distance	1	2	3	4	5	
0.000	0.000	0.103	0.077	0.075	0.049	0.000	
0.025	0.775	0.098	0.074	0.071	0.047	0.000	
0.050	1.550	0.093	0.070	0.067	0.044	0.000	
0.100	3.100	0.083	0.062	0.060	0.039	0.000	
0.125	3.875	0.077	0.058	0.056	0.037	0.000	
0.200	6.200	0.062	0.046	0.045	0.029	0.000	
0.250	7.750	0.052	0.039	0.037	0.025	0.000	
0.300	9.300	0.041	0.031	0.030	0.020	0.000	
0.375	11.625	0.026	0.019	0.019	0.012	0.000	
0.400	12.400	0.021	0.015	0.015	0.010	0.000	
0.450	13.950	0.010	0.008	0.007	0.005	0.000	
0.500	15.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Point	Distance	6	7	8	9	10	
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.025	0.775	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.050	1.550	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.100	3.100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.125	3.875	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.200	6.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.250	7.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.300	9.300	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.375	11.625	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.400	12.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.450	13.950	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.500	15.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Cable Centroids at Transfer Length,							
Tendon	Centroid (Yb)	No. of Strands (N)	N * Yb				
1	1023.28	12	12279.30				
2	842.46	12	10109.48				
3	644.37	12	7732.50				
4	463.36	12	5562.67				
5	0.00	0	0.00				
6	0.00	0	0.00				
7	0.00	0	0.00				
8	0.00	0	0.00				
9	0.00	0	0.00				
10	0.00	0	0.00				
TOTAL		48	35683.95				
Center of Gravity of Tendons at Transfer Length,				=	743.42	mm	
Eccentricity at Transfer Length,				=	44.39	mm	
Stress at the Beam,							
Top Stress,							
$f_t = \frac{P_i}{A_t \text{ transformed}} + \frac{P_i \cdot e}{S_t \text{ transformed}} - \frac{M_g}{S_t \text{ transformed}}$				f _t	=	6.43	MPa
				f _t	<	21.00	MPa
OK!							
Area of Girder,				A	=	680013.12	mm ²
Eccentricity of Prestressing Strand,				e	=	44.39	mm
Section Modulus,				S _{t transformed}	=	2.78E+08	mm ³
Bottom Stress,							
$f_b = \frac{P_i}{A_t \text{ transformed}} - \frac{P_i \cdot e}{S_b \text{ transformed}} + \frac{M_g}{S_b \text{ transformed}}$				f _b	=	6.34	MPa
				f _b	<	21.00	MPa
OK!							
Section Modulus,				S _{t transformed}	=	2.87E+08	mm ³
Stress at Midspan,							
Moment due to Beam Selfweight at Transfer,				M _g	=	1884.18	KN-m
Due to Camber of the Beam, The Effective Beam Length shall be Taken as the Whole Beam Length,							
$M_g = \frac{Wx}{2}(L-x)$							
Beam Uniform Load,				W	=	15.69	KN/m
Transfer Length,				x	=	15.50	m
Beam Span,				L _{span}	=	31.00	m
Stress at the Beam,							
Top Stress,							
$f_t = \frac{P_i}{A_t \text{ transformed}} + \frac{P_i \cdot e}{S_t \text{ transformed}} - \frac{M_g}{S_t \text{ transformed}}$				f _t	=	8.63	MPa
				f _t	<	21.00	MPa
OK!							
Area of Girder,				A	=	680013.12	mm ²
Eccentricity of Prestressing Strand,				e	=	577.81	mm
Section Modulus,				S _{t transformed}	=	2.78E+08	mm ³
Bottom Stress,							
$f_b = \frac{P_i}{A_t \text{ transformed}} - \frac{P_i \cdot e}{S_b \text{ transformed}} + \frac{M_g}{S_b \text{ transformed}}$				f _b	=	4.21	MPa
				f _b	<	21.00	MPa
OK!							
Section Modulus,				S _{t transformed}	=	2.87E+08	mm ³

STRESS AT SERVICE,						
Force per Strand at Transfer,						
Stress per Strand at Service,	$f_{pe} = 1339.20 \text{ MPa}$					
Total Prestressing Forces at Service, $P_e = f_{pe} \cdot A_{ps}$	$P_e = 6344.59 \text{ KN}$					
Stress Limits for Concrete,						
Compressive Stress Limits under Unfactored Permanent Loads and Prestressing Force,						
Girder,	$= 20.25 \text{ MPa}$					
Deck Slab,	$= 12.60 \text{ MPa}$					
Compressive Stress Limits under Unfactored Permanent Loads, Transient Loads and Prestressing Force,						
Girder,	$= 27.00 \text{ MPa}$					
Deck Slab,	$= 16.80 \text{ MPa}$					
Tension Limits,						
	$= 3.35 \text{ MPa}$					
DGCS 10.3	Load Factors and Load Combinations,					
DGCS 10.3-1	Total Factored Force Effect, $Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$					
	where :					
	For Loads for which a Maximum Value of γ_i is Appropriate :					
DGCS 10.3-2	$\eta_i = \eta_D \eta_A \eta_I \geq 0.95$					
	For Loads for which a Minimum Value of γ_i is Appropriate :					
DGCS 10.3-3	$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_A \eta_I} \leq 1.0$					
For Strength Limit State,						
Factor Relating to Ductility,	$\eta_D = 1.05$					
Factor Relating to Redundancy,	$\eta_A = 1.05$					
Factor Relating to Operational Importance,	$\eta_I = 1.00$					
Load Modifier for Maximum Value of γ_i ,	$\gamma_D = 1.10$					
Load Modifier for Minimum Value of γ_i ,	$\gamma_D = 0.91$					
For All Other Limit States,						
Factor Relating to Ductility,	$\eta_D = 1.00$					
Factor Relating to Redundancy,	$\eta_A = 1.00$					
Factor Relating to Operational Importance,	$\eta_I = 1.00$					
Load Modifier for Maximum Value of γ_i ,	$\gamma_D = 1.00$					
Load Modifier for Minimum Value of γ_i ,	$\gamma_D = 1.00$					
Stress at Top Fiber of Girder,						
Section Modulus from Top of Transformed Service,	$S_{xt} = 2.78E+08 \text{ mm}^3$					
Section Modulus from Top of Transformed Service Composite,	$S_{xt} = 6.87E+08 \text{ mm}^3$					
COMPRESSIVE STRESS per GIRDER (Strength I Limit State)						
Load Factor	1.25	1.50	1.75	1.75	Total	
Location	DC	DW	Lane Load	Truck/Tandem	MPa	
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
14.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17.500	5.02	0.63	1.02	0.34	7.01	
20.600	8.96	1.13	1.81	0.67	12.57	
23.700	11.81	1.48	2.38	1.01	16.68	
26.800	13.54	1.70	2.73	1.25	19.22	
29.900	14.16	1.78	2.86	1.33	20.12	
33.000	13.54	1.70	2.73	1.13	19.10	
36.100	11.81	1.48	2.38	0.88	16.56	
39.200	8.96	1.13	1.81	0.59	12.48	
42.300	5.02	0.63	1.02	0.29	6.96	
45.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Stress at Bottom Fiber of Girder,						
Section Modulus from Bottom of Transformed Service,	$S_{xb} = 2.84E+08 \text{ mm}^3$					
Section Modulus from Bottom of Transformed Service Composite,	$S_{xb} = 4.08E+08 \text{ mm}^3$					
COMPRESSIVE STRESS per GIRDER (Strength I Limit State)						
Load Factor	1.25	1.50	1.75	1.75	Total	
Location	DC	DW	Lane Load	Truck/Tandem	MPa	
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
14.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17.500	4.91	1.07	1.71	0.57	8.25	
20.600	8.76	1.90	3.05	1.13	14.84	
23.700	11.55	2.50	4.01	1.70	19.75	
26.800	13.23	2.87	4.60	2.10	22.80	
29.900	13.84	3.00	4.81	2.23	23.88	
33.000	13.23	2.87	4.60	1.91	22.61	
36.100	11.55	2.50	4.01	1.48	19.54	
39.200	8.76	1.90	3.05	0.99	14.69	
42.300	4.91	1.07	1.71	0.49	8.18	
45.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

Compressive Stress Limits (STRENGTH II Limit State),							
Stress at Top Fiber of Girder,							
Section Modulus from Top of Transformed Service,					Sxt	=	2.78E+08 mm ⁴
Section Modulus from Top of Transformed Service Composite,					Sxt	=	6.87E+08 mm ⁴
COMPRESSIVE STRESS per GIRDER (Strength II Limit State)							
Load Factor	1.25	1.50	1.35	1.35	Total		
Location	DC MPa	DW MPa	Lane Load MPa	Permit MPa	MPa		
14.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
17.500	5.02	0.63	0.78	0.26	6.70		
20.600	8.96	1.13	1.40	0.52	12.00		
23.700	11.81	1.48	1.84	0.78	15.91		
26.800	13.54	1.70	2.11	0.96	18.31		
29.900	14.16	1.78	2.20	1.02	19.16		
33.000	13.54	1.70	2.11	0.87	18.22		
36.100	11.81	1.48	1.84	0.68	15.81		
39.200	8.96	1.13	1.40	0.45	11.93		
42.300	5.02	0.63	0.78	0.23	6.66		
45.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Stress at Bottom Fiber of Girder,							
Section Modulus from Bottom of Transformed Service,					Sxb	=	2.84E+08 mm ⁴
Section Modulus from Bottom of Transformed Service Composite,					Sxb	=	4.08E+08 mm ⁴
COMPRESSIVE STRESS per GIRDER (Strength II Limit State)							
Load Factor	1.25	1.50	1.35	1.35	Total		
Location	DC MPa	DW MPa	Lane Load MPa	Permit MPa	MPa		
14.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
17.500	4.91	1.07	1.32	0.44	7.73		
20.600	8.76	1.90	2.35	0.87	13.88		
23.700	11.55	2.50	3.09	1.31	18.45		
26.800	13.23	2.87	3.55	1.62	21.27		
29.900	13.84	3.00	3.71	1.72	22.27		
33.000	13.23	2.87	3.55	1.47	21.12		
36.100	11.55	2.50	3.09	1.14	18.28		
39.200	8.76	1.90	2.35	0.76	13.77		
42.300	4.91	1.07	1.32	0.38	7.68		
45.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Compressive Stress Limits (STRENGTH III Limit State),							
Stress at Top Fiber of Girder,							
Section Modulus from Top of Transformed Service,					Sxt	=	2.78E+08 mm ⁴
Section Modulus from Top of Transformed Service Composite,					Sxt	=	6.87E+08 mm ⁴
COMPRESSIVE STRESS per GIRDER (Strength III Limit State)							
Load Factor	1.25	1.50	1.40	Total			
Location	DC MPa	DW MPa	Wind Load MPa	MPa			
14.400	0.00	0.00	0.00	0.00			
17.500	5.02	0.63	-0.14	5.52			
20.600	8.96	1.13	-0.25	9.84			
23.700	11.81	1.48	-0.33	12.97			
26.800	13.54	1.70	-0.37	14.87			
29.900	14.16	1.78	-0.39	15.55			
33.000	13.54	1.70	-0.37	14.87			
36.100	11.81	1.48	-0.33	12.97			
39.200	8.96	1.13	-0.25	9.84			
42.300	5.02	0.63	-0.14	5.52			
45.400	0.00	0.00	0.00	0.00			
Stress at Bottom Fiber of Girder,							
Section Modulus from Bottom of Transformed Service,					Sxb	=	2.84E+08 mm ⁴
Section Modulus from Bottom of Transformed Service Composite,					Sxb	=	4.08E+08 mm ⁴
COMPRESSIVE STRESS per GIRDER (Strength III Limit State)							
Load Factor	1.25	1.50	1.40	Total			
Location	DC MPa	DW MPa	Wind Load MPa	MPa			
14.400	0.00	0.00	0.00	0.00			
17.500	4.91	1.07	-0.23	5.74			
20.600	8.76	1.90	-0.42	10.24			
23.700	11.55	2.50	-0.55	13.50			
26.800	13.23	2.87	-0.63	15.47			
29.900	13.84	3.00	-0.66	16.18			
33.000	13.23	2.87	-0.63	15.47			
36.100	11.55	2.50	-0.55	13.50			
39.200	8.76	1.90	-0.42	10.24			
42.300	4.91	1.07	-0.23	5.74			
45.400	0.00	0.00	0.00	0.00			

Compressive Stress Limits (STRENGTH V Limit State),								
Stress at Top Fiber of Girder,								
Section Modulus from Top of Transformed Service,						Sxt	=	2.78E+08 mm ⁴
Section Modulus from Top of Transformed Service Composite,						Sxt	=	6.87E+08 mm ⁴
COMPRESSIVE STRESS per GIRDER (Strength V Limit State)								
Load Factor	1.25	1.50	1.35	1.35	0.40	Total		
Location	DC	DW	Lane Load	Truck/Tandem	Wind Load	MPa		
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa		
14.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
17.500	5.02	0.63	0.78	0.26	-0.04	6.66		
20.600	8.96	1.13	1.40	0.52	-0.07	11.93		
23.700	11.81	1.48	1.84	0.78	-0.09	15.82		
26.800	13.54	1.70	2.11	0.96	-0.11	18.20		
29.900	14.16	1.78	2.20	1.02	-0.11	19.05		
33.000	13.54	1.70	2.11	0.87	-0.11	18.11		
36.100	11.81	1.48	1.84	0.68	-0.09	15.72		
39.200	8.96	1.13	1.40	0.43	-0.07	11.86		
42.300	5.02	0.63	0.78	0.23	-0.04	6.62		
45.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Stress at Bottom Fiber of Girder,								
Section Modulus from Bottom of Transformed Service,						Sxb	=	2.84E+08 mm ⁴
Section Modulus from Bottom of Transformed Service Composite,						Sxb	=	4.08E+08 mm ⁴
COMPRESSIVE STRESS per GIRDER (Strength V Limit State)								
Load Factor	1.25	1.50	1.35	1.35	0.40	Total		
Location	DC	DW	Lane Load	Truck/Tandem	Wind Load	MPa		
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa		
14.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
17.500	4.91	1.07	1.32	0.44	-0.07	7.66		
20.600	8.76	1.90	2.35	0.87	-0.12	13.76		
23.700	11.55	2.50	3.09	1.31	-0.16	18.29		
26.800	13.23	2.87	3.55	1.62	-0.18	21.09		
29.900	13.84	3.00	3.71	1.72	-0.19	22.08		
33.000	13.23	2.87	3.55	1.47	-0.18	20.94		
36.100	11.55	2.50	3.09	1.14	-0.16	18.12		
39.200	8.76	1.90	2.35	0.76	-0.12	13.65		
42.300	4.91	1.07	1.32	0.38	-0.07	7.61		
45.400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Stress at Midspan,								
STRENGTH I		STRENGTH II		STRENGTH III		STRENGTH V		
Top Fiber	Bottom Fiber	Top Fiber	Bottom Fiber	Top Fiber	Bottom Fiber	Top Fiber	Bottom Fiber	
MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
20.12	14.84	19.16	13.88	15.55	16.18	19.05	13.76	
Stress at the Girder,								
Stress at the Top Fiber,								
$f_t = \frac{P_i}{A_{transformed}} + \frac{P_i \times e}{S_t \times transformed} + f_{t \text{ service}}$								
Area of Girder,						A _{transformed}	=	676328.50 mm ²
Eccentricity of Prestressing Strand,						e	=	945.20 mm
Section Modulus from Bottom of Transformed Service,						S _{t transformed}	=	2.78E+08 mm ⁴
Stress at the Top Fiber for Strength I,						f _{t1}	=	7.89 MPa
Stress at the Top Fiber for Strength II,						f _{t2}	<	20.25 MPa OK!
Stress at the Top Fiber for Strength III,						f _{t3}	=	6.94 MPa
Stress at the Top Fiber for Strength V,						f _{t5}	<	27.00 MPa OK!
Stress at the Bottom Fiber,						f _b	=	3.32 MPa
Stress at the Bottom Fiber for Strength I,						f _{b1}	<	27.00 MPa OK!
Stress at the Bottom Fiber for Strength II,						f _{b2}	=	6.83 MPa
Stress at the Bottom Fiber for Strength III,						f _{b3}	<	27.00 MPa OK!
Stress at the Bottom Fiber for Strength V,						f _{b5}	=	6.83 MPa
Stress at the Bottom Fiber for Strength V,						f _{b5}	<	27.00 MPa OK!
Stress at the Bottom Fiber,								
$f_b = \frac{P_i}{A_{transformed}} - \frac{P_i \times e}{S_t \times transformed} - f_{b \text{ service}}$								
Section Modulus from Bottom of Transformed Service,						S _{b transformed}	=	2.84E+08 mm ⁴
Stress at the Top Fiber for Strength I,						f _{b1}	=	15.66 MPa
Stress at the Top Fiber for Strength II,						f _{b2}	<	20.25 MPa OK!
Stress at the Top Fiber for Strength III,						f _{b3}	=	16.62 MPa
Stress at the Top Fiber for Strength V,						f _{b5}	<	20.25 MPa OK!
Stress at the Top Fiber for Strength V,						f _{b5}	=	14.32 MPa
Stress at the Top Fiber for Strength V,						f _{b5}	<	20.25 MPa OK!
Stress at the Top Fiber for Strength V,						f _{b5}	=	16.74 MPa
Stress at the Top Fiber for Strength V,						f _{b5}	<	20.25 MPa OK!
DGCS 12.2.2	Fatigue Limit,							
Stress at Bottom Fiber due to Permanent Loads and Prestress,								
Bottom Fiber,							=	23.88 MPa
Fatigue Load,								
Bending Moment due to Fatigue Load,							=	365.30 KN-m
Factor for Fatigue Load,							=	1.50
Stress due to Fatigue Load at Bottom Fiber,							=	-1.34 MPa
Half the Sum of Stress due to Effective Prestress and Permanent Load at the Bottom Fiber,							=	11.94 MPa
Stress due to Prestress, Permanent Load and Fatigue I Load,						ff	=	10.60 MPa
Stress due to Prestress, Permanent Load and Fatigue I Load,						ff	<	20.25 MPa OK!

STRENGTH LIMIT STATE (FLEXURE),							
Ultimate Bending Moment :							
MOMENT per GIRDER (Strength I Limit State)							
Load Factor	1.38	1.65	1.93	1.93	1.93	Total	
Location	DC	DW	Lane Load	Truck/Tandem	IM	KN-m	
14.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
17.500	-1536.762	-479.601	-769.670	-254.334	-83.930	-3124.30	
20.600	-2741.731	-854.290	-1370.975	-508.668	-167.860	-5643.52	
23.700	-3614.905	-1124.066	-1803.914	-763.002	-251.791	-7557.68	
26.800	-4142.958	-1288.929	-2068.489	-945.139	-311.896	-8757.41	
29.900	-4332.554	-1348.880	-2164.697	-1004.360	-331.439	-9181.93	
33.000	-4142.958	-1288.929	-2068.489	-859.613	-283.672	-8643.66	
36.100	-3614.905	-1124.066	-1803.914	-665.721	-219.688	-7428.29	
39.200	-2741.731	-854.290	-1370.975	-443.814	-146.459	-5557.27	
42.300	-1536.762	-479.602	-769.670	-221.907	-73.229	-3081.17	
45.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
MOMENT per GIRDER (Strength II Limit State)							
Load Factor	1.38	1.65	1.49	1.49	1.49	Total	
Location	DC	DW	Lane Load	Permit	IM	KN-m	
14.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
17.500	-1536.762	-479.601	-593.746	-196.200	-99.404	-2905.71	
20.600	-2741.731	-854.290	-1057.610	-392.401	-198.808	-5244.84	
23.700	-3614.905	-1124.066	-1391.590	-588.601	-289.892	-7009.06	
26.800	-4142.958	-1288.929	-1595.691	-729.107	-354.901	-8111.59	
29.900	-4332.554	-1348.880	-1669.909	-774.792	-393.521	-8519.66	
33.000	-4142.958	-1288.929	-1595.691	-663.130	-367.282	-8057.99	
36.100	-3614.905	-1124.066	-1391.590	-513.556	-308.012	-6952.13	
39.200	-2741.731	-854.290	-1057.610	-342.371	-207.058	-5203.06	
42.300	-1536.762	-479.602	-593.746	-171.185	-103.529	-2884.82	
45.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
MOMENT per GIRDER (Strength III Limit State)							
Load Factor	1.38	1.65	1.54	Total			
Location	DC	DW	Wind Load	KN-m			
14.400	0.000	0.000	0.000	0.00			
17.500	-1536.762	-479.601	105.479	-1910.88			
20.600	-2741.731	-854.290	187.885	-3408.14			
23.700	-3614.905	-1124.066	247.217	-4491.75			
26.800	-4142.958	-1288.929	283.476	-5148.41			
29.900	-4332.554	-1348.880	296.661	-5384.77			
33.000	-4142.958	-1288.929	283.476	-5148.41			
36.100	-3614.905	-1124.066	247.217	-4491.75			
39.200	-2741.731	-854.290	187.885	-3408.14			
42.300	-1536.762	-479.602	105.480	-1910.88			
45.400	0.000	0.000	0.000	0.00			
MOMENT per GIRDER (Strength V Limit State)							
Load Factor	1.38	1.65	1.49	1.49	1.49	0.44	Total
Location	DC	DW	Lane Load	Truck/Tandem	IM	Wind Load	KN-m
14.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
17.500	-1536.762	-479.601	-593.746	-196.200	-64.746	30.137	-2840.92
20.600	-2741.731	-854.290	-1057.610	-392.401	-129.492	53.681	-5121.84
23.700	-3614.905	-1124.066	-1391.590	-588.601	-194.238	70.634	-6842.77
26.800	-4142.958	-1288.929	-1595.691	-729.107	-240.605	80.993	-7916.30
29.900	-4332.554	-1348.880	-1669.909	-774.792	-255.681	84.760	-8297.06
33.000	-4142.958	-1288.929	-1595.691	-663.130	-218.833	80.993	-7828.55
36.100	-3614.905	-1124.066	-1391.590	-513.556	-169.474	70.634	-6742.96
39.200	-2741.731	-854.290	-1057.610	-342.371	-112.982	53.681	-5055.30
42.300	-1536.762	-479.602	-593.746	-171.185	-56.491	30.137	-2807.65
45.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
Governing Load Case :							
Design Moment,				Mu = 9181.93 KN-m			
DGCS 12.4.3.1.3 PCI BDM 2003	Flexural Strength Design (Strain Compatibility Approach), Assumptions in this Approach						
	<ul style="list-style-type: none"> Plane Sections Remain Plane After Bending Compatibility of Strains, i.e. Full Bond between Steel and Concrete at the Section being Considered Equilibrium of Forces within a Section Concrete Stress at Ultimate Flexure is Represented by a Rectangular Stress Block with Intensity of 0.85fc and Depth a = β1 * c where c is the Neutral Axis Depth and β1 is Determined Steel Stress Relationship Adopted for a 1863N/mm² (270kip/in²) Low Relaxation Strand is : $f_{st} = e_{st} \left[\frac{887 + 27613}{1 + (112 - 4e_{st})^{2.36}} \right] < 270kst$ 						
DGCS 12.4.2.1	<ul style="list-style-type: none"> For Mild Reinforcements, an Elastic Plastic Stress-Strain Relationship is Assumed : $f_{st} = E_s * e_{st} < f_y$ 						
PCI BDM 8.2.2.5-1	<ul style="list-style-type: none"> For Each Concrete Component, the Force Would Be : $F_{cj} = 0.85 * f_{cj} * A_{cj}$ 						

Computation																																																															
Assume Neutral Axis Depth c and Substitute in the Equation Below,																																																															
PCI BDM 8.2.2.5-3	$esi = 0.003 \left[\left(\frac{d_i}{c} \right)^2 + \left(\frac{fse}{Es} \right) \right]$																																																														
	Assumed Neutral Axis Depth $c = 200.00$ mm																																																														
	Depth of Steel Layer from Extreme Compression Fiber, d_i																																																														
	Effective Prestress, fse, For Partially Tensioned Tendons or for Non-Tension																																																														
	Reinforcing Bars, This May Be Assumed As,																																																														
PCI BDM 8.2.2.5-5	$fse = fpi - 172.4$ MPa																																																														
	Where fpi is Initial Tension																																																														
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Layer</th> <th>db mm</th> <th>n pc/s</th> <th>As mm²</th> <th>di mm</th> <th>fpi MPa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>28</td> <td>3</td> <td>1,847.26</td> <td>90.00</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>16</td> <td>12</td> <td>2,412.74</td> <td>100.00</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>28</td> <td>4</td> <td>2,463.01</td> <td>360.00</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>12</td> <td>10</td> <td>1,130.97</td> <td>1,028.00</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>28</td> <td>4</td> <td>2,463.01</td> <td>1,732.00</td> <td>0.00</td> </tr> </tbody> </table>	Layer	db mm	n pc/s	As mm ²	di mm	fpi MPa	1	28	3	1,847.26	90.00	0.00	2	16	12	2,412.74	100.00	0.00	3	28	4	2,463.01	360.00	0.00	4	12	10	1,130.97	1,028.00	0.00	5	28	4	2,463.01	1,732.00	0.00																										
Layer	db mm	n pc/s	As mm ²	di mm	fpi MPa																																																										
1	28	3	1,847.26	90.00	0.00																																																										
2	16	12	2,412.74	100.00	0.00																																																										
3	28	4	2,463.01	360.00	0.00																																																										
4	12	10	1,130.97	1,028.00	0.00																																																										
5	28	4	2,463.01	1,732.00	0.00																																																										
Steel Stresses and Forces,																																																															
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Layer</th> <th>di mm</th> <th>fse</th> <th>esi</th> <th>fsi</th> <th>Asi*fsi</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>90.00</td> <td>-172.40</td> <td>-0.003</td> <td>-420.00</td> <td>-775.85</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>100.00</td> <td>-172.40</td> <td>-0.002</td> <td>-280.00</td> <td>-675.57</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>360.00</td> <td>-172.40</td> <td>0.002</td> <td>307.60</td> <td>757.62</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>1,028.00</td> <td>-172.40</td> <td>0.012</td> <td>280.00</td> <td>316.67</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>1,732.00</td> <td>-172.40</td> <td>0.022</td> <td>420.00</td> <td>1034.46</td> </tr> <tr> <td>TENDON</td> <td>1,590.20</td> <td>804.56</td> <td>0.025</td> <td>1845.89</td> <td>8745.11</td> </tr> </tbody> </table>	Layer	di mm	fse	esi	fsi	Asi*fsi	1	90.00	-172.40	-0.003	-420.00	-775.85	2	100.00	-172.40	-0.002	-280.00	-675.57	3	360.00	-172.40	0.002	307.60	757.62	4	1,028.00	-172.40	0.012	280.00	316.67	5	1,732.00	-172.40	0.022	420.00	1034.46	TENDON	1,590.20	804.56	0.025	1845.89	8745.11																				
Layer	di mm	fse	esi	fsi	Asi*fsi																																																										
1	90.00	-172.40	-0.003	-420.00	-775.85																																																										
2	100.00	-172.40	-0.002	-280.00	-675.57																																																										
3	360.00	-172.40	0.002	307.60	757.62																																																										
4	1,028.00	-172.40	0.012	280.00	316.67																																																										
5	1,732.00	-172.40	0.022	420.00	1034.46																																																										
TENDON	1,590.20	804.56	0.025	1845.89	8745.11																																																										
Stresses in Concrete Components with Corresponding Forces,																																																															
Averaged Value for β_1 due to Composite Construction,																																																															
PCI BDM 8.2.2.5-6	$\beta_{1,ave} = \frac{\sum (f'c \cdot Ac \cdot \beta_{1j})}{\sum (f'c \cdot Ac)}$																																																														
	Assumed Average β_1 , = 0.85																																																														
	Assumed Compression Block Depth, a = 170.00 mm																																																														
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Component</th> <th>Compression Area, Ac</th> <th>Compressive Strength, f'c</th> <th>β_1</th> <th>$f'c \cdot Ac \cdot \beta_1$</th> <th>$f'c \cdot Ac$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Deck</td> <td>306000.00</td> <td>28.00</td> <td>0.85</td> <td>7,282,800.00</td> <td>8,568,000.00</td> </tr> <tr> <td>Flange</td> <td>0.00</td> <td>45.00</td> <td>0.73</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>Web</td> <td>0.00</td> <td>45.00</td> <td>0.73</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>TOTAL</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>7,282,800.00</td> <td>8,568,000.00</td> </tr> </tbody> </table>	Component	Compression Area, Ac	Compressive Strength, f'c	β_1	$f'c \cdot Ac \cdot \beta_1$	$f'c \cdot Ac$	Deck	306000.00	28.00	0.85	7,282,800.00	8,568,000.00	Flange	0.00	45.00	0.73	0.00	0.00	Web	0.00	45.00	0.73	0.00	0.00	TOTAL				7,282,800.00	8,568,000.00																																
Component	Compression Area, Ac	Compressive Strength, f'c	β_1	$f'c \cdot Ac \cdot \beta_1$	$f'c \cdot Ac$																																																										
Deck	306000.00	28.00	0.85	7,282,800.00	8,568,000.00																																																										
Flange	0.00	45.00	0.73	0.00	0.00																																																										
Web	0.00	45.00	0.73	0.00	0.00																																																										
TOTAL				7,282,800.00	8,568,000.00																																																										
	Revised Compression Block Depth, a = 170.00 mm																																																														
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Component</th> <th>Compression Area, Ac</th> <th>Compressive Strength, f'c</th> <th>β_1</th> <th>$f'c \cdot Ac \cdot \beta_1$</th> <th>$f'c \cdot Ac$</th> <th>Fcj</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Deck</td> <td>306000.00</td> <td>28.00</td> <td>0.85</td> <td>7,282,800.00</td> <td>8,568,000.00</td> <td>-7,282.80</td> </tr> <tr> <td>Flange</td> <td>0.00</td> <td>45.00</td> <td>0.73</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>Web</td> <td>0.00</td> <td>45.00</td> <td>0.73</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>TOTAL</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>7,282,800.00</td> <td>8,568,000.00</td> <td>-7,282.80</td> </tr> </tbody> </table>	Component	Compression Area, Ac	Compressive Strength, f'c	β_1	$f'c \cdot Ac \cdot \beta_1$	$f'c \cdot Ac$	Fcj	Deck	306000.00	28.00	0.85	7,282,800.00	8,568,000.00	-7,282.80	Flange	0.00	45.00	0.73	0.00	0.00	0.00	Web	0.00	45.00	0.73	0.00	0.00	0.00	TOTAL				7,282,800.00	8,568,000.00	-7,282.80																											
Component	Compression Area, Ac	Compressive Strength, f'c	β_1	$f'c \cdot Ac \cdot \beta_1$	$f'c \cdot Ac$	Fcj																																																									
Deck	306000.00	28.00	0.85	7,282,800.00	8,568,000.00	-7,282.80																																																									
Flange	0.00	45.00	0.73	0.00	0.00	0.00																																																									
Web	0.00	45.00	0.73	0.00	0.00	0.00																																																									
TOTAL				7,282,800.00	8,568,000.00	-7,282.80																																																									
Check for Equilibrium,																																																															
PCI BDM 8.2.2.5-4	$\sum Asi \cdot fsi + \sum Fcj = 0$																																																														
	Summation of Forces on Steel Components, = 657.34 KN																																																														
	Summation of Forces on Concrete Components, = -7282.80 KN																																																														
	Permissible Error or Set by Designer, =																																																														
	Summation of Forces, = -6625.46 KN																																																														
Computation for Flexural Strength,																																																															
PCI BDM 8.2.2.5-7	$Mn = \sum Asi \cdot fci \cdot di + \sum Fcj \cdot dj$																																																														
	Moment Arm from Top Fiber,																																																														
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Component</th> <th>Asi*fsi KN</th> <th>di mm</th> <th>Fcj KN</th> <th>dj mm</th> <th>Moment about Top Fiber KN-m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Deck</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-7,282.80</td> <td>100.00</td> <td>-728.28</td> </tr> <tr> <td>Flange</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>Web</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td rowspan="5">For Steel</td> <td>Layer 1</td> <td>-775.85</td> <td>90.00</td> <td>-</td> <td>-69.83</td> </tr> <tr> <td>Layer 2</td> <td>-675.57</td> <td>100.00</td> <td>-</td> <td>-67.56</td> </tr> <tr> <td>Layer 3</td> <td>757.62</td> <td>360.00</td> <td>-</td> <td>272.74</td> </tr> <tr> <td>Layer 4</td> <td>316.67</td> <td>1,028.00</td> <td>-</td> <td>325.54</td> </tr> <tr> <td>Layer 5</td> <td>1,034.46</td> <td>1,732.00</td> <td>-</td> <td>1,791.69</td> </tr> <tr> <td>TENDON</td> <td>8,745.11</td> <td>1,590.20</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>13,906.47</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>TOTAL</td> <td>15,430.78</td> </tr> </tbody> </table>	Component	Asi*fsi KN	di mm	Fcj KN	dj mm	Moment about Top Fiber KN-m	Deck	-	-	-7,282.80	100.00	-728.28	Flange	-	-	0.00	0.00	0.00	Web	-	-	0.00	0.00	0.00	For Steel	Layer 1	-775.85	90.00	-	-69.83	Layer 2	-675.57	100.00	-	-67.56	Layer 3	757.62	360.00	-	272.74	Layer 4	316.67	1,028.00	-	325.54	Layer 5	1,034.46	1,732.00	-	1,791.69	TENDON	8,745.11	1,590.20	-	-	13,906.47					TOTAL	15,430.78
Component	Asi*fsi KN	di mm	Fcj KN	dj mm	Moment about Top Fiber KN-m																																																										
Deck	-	-	-7,282.80	100.00	-728.28																																																										
Flange	-	-	0.00	0.00	0.00																																																										
Web	-	-	0.00	0.00	0.00																																																										
For Steel	Layer 1	-775.85	90.00	-	-69.83																																																										
	Layer 2	-675.57	100.00	-	-67.56																																																										
	Layer 3	757.62	360.00	-	272.74																																																										
	Layer 4	316.67	1,028.00	-	325.54																																																										
	Layer 5	1,034.46	1,732.00	-	1,791.69																																																										
TENDON	8,745.11	1,590.20	-	-	13,906.47																																																										
				TOTAL	15,430.78																																																										

DGCS 12.4.3.3	Limits of Reinforcement,	M_{cr}	=	1,810.09 KN-m			
	1.33 Times the Factored Moment Required,	1.33^*Ma	=	12,211.97 KN-m			
DGCS 12.4.3.3-1	Cracking Moment,	$M_{cr} = \gamma_s \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - Md_{nc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$	=	1,810.09 KN-m			
	Modulus of Rupture,	$f_r = 0.63 \sqrt{f_c'}$	=	4.23 MPa			
	Compressive Stress in Concrete due to Effective Prestress Forces,	f_{cpe}	=	0.01 MPa			
	Total Unfactored Dead Load Moment Acting on the Non-Composite Section,	M_{dnc}	=	3,143.80 KN-m			
	Section Modulus for the Extreme Fiber of the Composite Section,	S_c	=	2.67E+08 mm ³			
	Section Modulus for the Extreme Fiber of the Non-Composite Section,	S_{nc}	=	3.75E+08 mm ³			
	Flexural Cracking Variability Factor,	γ_1	=	1.60			
	Prestress Variability Factor,	γ_2	=	1.10			
	Ratio of Minimum Yield Strength to Ultimate Tensile Strength of the Reinforcement,	γ_s	=	1.00			
	Checking for Flexural Capacity,	15,430.78	>	1810.09 KN-m OK!			
STRENGTH LIMIT STATE (SHEAR),							
Ultimate Shear :							
SHEAR per GIRDER (Strength I Limit State)							
Load Factor	1.38	1.65	1.93	1.93	1.93	Total	
Location	DC	DW	Lane Load	Truck/Tandem	IM	KN	
	KN	KN	KN	KN	KN	KN	
14.400	556.89	174.05	279.32	14.10	4.65	1029.01	
17.500	446.80	139.24	223.45	14.10	4.65	828.25	
20.600	336.71	104.43	167.39	14.10	4.65	627.49	
23.700	222.76	69.62	111.73	14.10	4.65	422.86	
26.800	110.09	34.81	55.86	14.10	4.65	219.52	
29.900	0.00	0.00	0.00	14.10	4.65	18.76	
33.000	-110.09	-34.81	-55.86	14.10	4.65	-182.00	
36.100	-222.76	-69.62	-111.73	7.49	2.47	-394.14	
39.200	-336.71	-104.43	-167.39	-2.44	-0.81	-611.98	
42.300	-446.80	-139.24	-223.45	-57.27	-18.90	-885.67	
45.400	-556.89	-174.05	-279.32	-139.52	-46.04	-1195.82	
SHEAR per GIRDER (Strength II Limit State)							
Load Factor	1.38	1.65	1.49	1.49	1.49	Total	
Location	DC	DW	Lane Load	Permit	IM	KN	
	KN	KN	KN	KN	KN	KN	
14.400	556.89	174.05	215.47	33.18	10.95	990.54	
17.500	446.80	139.24	172.38	33.18	10.95	802.55	
20.600	336.71	104.43	129.28	33.18	10.95	614.56	
23.700	222.76	69.62	86.19	33.18	10.95	422.70	
26.800	110.09	34.81	43.09	33.18	10.95	232.12	
29.900	0.00	0.00	0.00	33.18	10.95	44.13	
33.000	-110.09	-34.81	-43.09	24.72	8.16	-155.11	
36.100	-222.76	-69.62	-86.19	-9.12	-3.01	-390.69	
39.200	-336.71	-104.43	-129.28	-55.94	-18.46	-644.82	
42.300	-446.80	-139.24	-172.38	-87.15	-28.76	-874.33	
45.400	-556.89	-174.05	-215.47	-163.19	-54.51	-1166.11	
SHEAR per GIRDER (Strength III Limit State)							
Load Factor	1.38	1.65	1.54	Total			
Location	DC	DW	Wind Load	KN			
	KN	KN	KN	KN			
14.400	556.89	174.05	-38.28	692.66			
17.500	446.80	139.24	-30.62	555.42			
20.600	336.71	104.43	-22.97	418.18			
23.700	222.76	69.62	-15.31	277.06			
26.800	110.09	34.81	-7.66	137.24			
29.900	0.00	0.00	0.00	0.00			
33.000	-110.09	-34.81	7.66	-137.24			
36.100	-222.76	-69.62	15.31	-277.06			
39.200	-336.71	-104.43	22.97	-418.18			
42.300	-446.80	-139.24	30.62	-555.42			
45.400	-556.89	-174.05	38.28	-692.66			
SHEAR per GIRDER (Strength V Limit State)							
Load Factor	1.38	1.65	1.49	1.49	1.49	0.44	Total
Location	DC	DW	Lane Load	Truck/Tandem	IM	Wind Load	KN
	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN
14.400	556.89	174.05	215.47	10.88	3.59	-10.94	949.94
17.500	446.80	139.24	172.38	10.88	3.59	-8.75	764.14
20.600	336.71	104.43	129.28	10.88	3.59	-6.56	578.34
23.700	222.76	69.62	86.19	10.88	3.59	-4.37	388.66
26.800	110.09	34.81	43.09	10.88	3.59	-2.19	200.28
29.900	0.00	0.00	0.00	10.88	3.59	0.00	14.47
33.000	-110.09	-34.81	-43.09	10.88	3.59	2.19	-171.33
36.100	-222.76	-69.62	-86.19	5.78	1.91	4.37	-366.51
39.200	-336.71	-104.43	-129.28	-1.88	-0.62	6.56	-566.37
42.300	-446.80	-139.24	-172.38	-44.18	-14.58	8.75	-808.43
45.400	-556.89	-174.05	-215.47	-107.63	-35.52	10.94	-1078.62

Required Strength of Shear Reinforcement, As											
Required Shear Strength for Steel, V_s											
DGCS 12.5.3.2-4	$V_n \leq \phi_v \cdot V_u = \phi_v (V_c + V_s + V_p)$										
	$V_u = \frac{V_u}{\phi_v} (V_c + V_p)$										
Required Spacing of Transverse Shear Reinforcement, s											
DGCS 12.5.3.2-4	$s = \frac{Avf_y \sin(\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{V_u}$										
	Angle of Inclination of Transverse Reinforcement to Longitudinal Axis, α								=	90.00 degrees	
Transverse Shear Reinforcement Specifications:											
	Diameter of Transverse Bar, d_b transverse								=	12.00 mm	
	Yield Strength of Bar, f_y								=	280.00 MPa	
	Number of Legs, N_{legs}								=	2.00	
	Area of Transverse Shear Reinforcement, A_v								=	226.19 mm ²	
	$V_u > 0.50 \phi_v (V_c + V_p)$										
	Location	Factored Shear	Required Transverse Shear Strength of Steel	Required Spacing	Av/s						
	14.400	1,029.01	-5,030.81	300.00	MINIMUM						
	17.500	828.25	-5,253.88	300.00	MINIMUM						
	20.600	627.49	-5,476.95	300.00	MINIMUM						
	23.700	422.86	-5,704.32	300.00	MINIMUM						
	26.800	232.12	-5,916.24	300.00	MINIMUM						
	29.900	44.13	-6,125.12	300.00	MINIMUM						
Minimum Transverse Reinforcements,											
Except for Segmental Post-Tensioned Concrete Box Girder Bridges,											
DGCS 12.5.2.4-1	$A_v \geq 0.0025 \sqrt{f_c} b_v s$										
	Required Area of Transverse Shear per Spacing,								=	0.40 mm ² /mm	
	Spacing for Minimum Transverse Reinforcement,								=	559.80 mm	
DGCS 12.5.2.6	Maximum Spacing of Transverse Reinforcement,								0.125f _c	=	5.63 MPa
									v _c	>	0.125f _c
DGCS 12.5.2.6-1	$s_{max} = 0.8d_v \leq 600mm$								smax	=	600.00 mm
DGCS 12.5.2.6-2	$s_{max} = 0.4d_v \leq 300mm$								smax	=	300.00 mm
	Governing Maximum Spacing of Transverse Reinforcement,								smax	=	300.00 mm
	Maximum Nominal Shear Resistance, $V_n = 0.25f'c b_v d_v + V_p$								V _n	=	4115.32 KN
Design for Shear,											
	Location	Required Spacing	Spacing	Computed Shear Resistance	Exceeds Max. Shear Resistance	Design Shear Resistance	Factored Shear	C/D Ratio	Remarks		
	14.400	300.00	150.00	7,104.69	YES	3,703.79	1,029.01	3.60	OK!		
	17.500	300.00	150.00	7,104.69	YES	3,703.79	828.25	4.47	OK!		
	20.600	300.00	250.00	6,732.48	YES	3,703.79	627.49	5.90	OK!		
	23.700	300.00	250.00	6,732.48	YES	3,703.79	422.86	8.76	OK!		
	26.800	300.00	300.00	6,639.43	YES	3,703.79	232.12	15.96	OK!		
	29.900	300.00	300.00	6,639.43	YES	3,703.79	44.13	83.92	OK!		
DEFLECTION AND CAMBER,											
Deflections due to Dead Loads,											
Deflection due to Prestressing Force at Transfer,											
PCIBDM 8.7-1	$\Delta p = \frac{5wL^4}{384EI}$								Δp	=	220.81 mm
Equivalent Moment or Load,											
	$w = \frac{8Pe'}{L^2}$								w	=	118.99 KN/m
Eccentricity,											
	Prestressing Force at Transfer,								P	=	23774.77 KN
Deflection due to Beam Self Weight,											
PCIBDM 8.7-1	$\Delta p = \frac{5WL^4}{384EI}$								Δp	=	29.11 mm
PCI Multiplier,											
Deflection due to Diaphragm Weight,											
	$\Delta D = \frac{PL^3}{28EI}$ (For Two Intermediate Diaphragm)								ΔD	=	0.18 mm
	$\Delta D = \frac{PL^3}{48EI}$ (For One Intermediate Diaphragm)										
	Weight of Diaphragm 1,								P1	=	7.02 KN
	Weight of Diaphragm 2,								P2	=	7.02 KN
	Distance of Intermediate Diaphragms from End Face of Girder,								a	=	10.33 m
Deflection due to Slab and Haunch Weights,											
PCIBDM 8.7-1	$\Delta p = \frac{5wL^4}{384EI}$								Δp	=	20.78 mm
Deflection due to Rail Barrier and Future Wearing Surface,											
PCIBDM 8.7-1	$\Delta p = \frac{5wL^4}{384EI}$								Δp	=	9.63 mm

DGCS 12.5.5	SHEAR INTERFACE DESIGN,				
	Shear Interface Reinforcement Specifications,				
	Shear Interface Reinforcement Bar,				
	Diameter of Bar,	db interface		=	12.00 mm
	Area of Bar,	As interface		=	113.10 mm ²
	No. of Legs Crossing Interface,	Nlegs		=	2.00 pc/s
	Total Area of Shear Interface Reinforcement,	Avf		=	226.19 mm ²
DGCS 12.5.4.1-1	Computation of the Factored Interface Shear Force for Girder/Slab Bridges,				
	$V_{ui} = \frac{V_u I}{b_v d_v}$				
	Distance between the Centroid of the Tension Steel and the Mid	d _v		=	1152.14 mm
	Thickness of the Slab to Compute a Factored Interface Shear Stress,				
	Width of Cross Section at the Contact Surface being Investigated for Horizontal Shear,	b _v		=	1066.80 mm
	Factored Shear Force at Specified Section (Critical Section for Shear in this Case, V _{ui})				
	Required Nominal Shear Interface Shear Resistance, V _{ni}				
PCI BDM 8.5.3-1	$V_{ni} = \frac{V_u I - A_{cv} \mu}{\phi v}$				
	Point	Factored Shear	Factored Interface Shear Force	Required Nominal Interface Resistance	Wave Reinforcement Provision?
		KN	MPa	KN/m	
	0.00	1,029.01	0.837	992.365	APPLICABLE
	0.05	828.25	0.674	798.755	APPLICABLE
	0.15	627.49	0.511	605.143	APPLICABLE
	0.30	422.86	0.344	407.801	APPLICABLE
	NOTE: Minimum reinforcement provisions specified herein shall be waived for girder/slab interfaces roughened to an amplitude of 6mm where the Factored Interface shear stress is less than and all vertical shear reinforcement required is extended across the interface and adequately anchored in the slab.				
					= 1.40 MPa
DGCS 12.5.4-3	Nominal Shear Resistance,				
	$V_{ni} = c A_w + \mu A_w f_y + P_c$				
	Area of Concrete to be Engaged in Shear Transfer,	A _{cv}		=	1066800.00 mm ²
	Area of Shear Reinforcement Crossing the Shear Plane,	A _w		=	1333.50 mm ²
	Yield Strength of Reinforcement,	f _y		=	280.00 MPa
	Permanent Net Compressive Force Normal to Shear Plane, Cohesion and Friction Factors,	P _c		=	0.00 N
	Condition 1				
	Cast-in-Place Concrete Slab on Clean Concrete Girder with Surface Roughened to an Amplitude of 6mm. (Normal Weight Concrete)				
	a. c	= 1.9 (N/mm ²)			
	b. μ	= 1			
	c. K1	= 0.3			
	d. K2	= 12.4			
	Condition 2				
	Cast-in-Place Concrete Slab on Clean Concrete Girder with Surface Roughened to an Amplitude of 6mm. (Light Weight Concrete)				
	a. c	= 1.9 (N/mm ²)			
	b. μ	= 1			
	c. K1	= 0.3			
	d. K2	= 9			
	Condition 3				
	Normal Weight Concrete Placed Monolithically				
	a. c	= 2.8 (N/mm ²)			
	b. μ	= 1.4			
	c. K1	= 0.25			
	d. K2	= 10.3			
	Condition 4				
	For Light Weight Concrete Placed Monolithically or Non Monolithically against a Clean Concrete Surface, Free of Laitance with Surface Roughened to an Amplitude of 6mm.				
	a. c	= 1.7 (N/mm ²)			
	b. μ	= 1			
	c. K1	= 0.25			
	d. K2	= 6.9			
	Condition 5				
	For Normal Weight Concrete Placed against a Clean Concrete Surface Free of Laitance with Roughened to an Amplitude of 6mm.				
	a. c	= 1.7 (N/mm ²)			
	b. μ	= 1			
	c. K1	= 0.25			
	d. K2	= 10.3			
	Condition 6				
	For Concrete Placed against a Clean Concrete Surface, Free of Laitance but not Intentionally Roughened.				
	a. c	= 0.52 (N/mm ²)			
	b. μ	= 0.6			
	c. K1	= 0.2			
	d. K2	= 5.5			

Condition Applicable to Design of Slab,						Condition 1
	c	=	1.90			
	μ	=	1.00			
	K1	=	0.30			
	K2	=	12.40			
Required Area of Shear Reinforcement						
$A_v = \frac{(V_{nt} - cA_c v) P_c}{\mu f_y}$						
	Point	Required Nominal Interface Resistance	Shear Resistance Provided by Concrete	Required Area of Reinforcement		
		KN/m	KN/m	mm ² /m		
	0.00	992.37	2026.92	Minimum		
	0.05	798.75	2026.92	Minimum		
	0.15	605.14	2026.92	Minimum		
	0.30	407.80	2026.92	Minimum		
MINIMUM AREA OF INTERFACE SHEAR REINFORCEMENT,						
DGCS 12.5.4.3-1	$A_v f \geq \frac{0.35 A_c v}{f_y}$					
For Cast in Place Concrete Slabs on Clean Concrete Girder Surface Free of Liatance, the following Provision shall Apply,						
Minimum Interface Shear Reinforcement, Avf						
Amount Required to Resist 1.33vui/Φv						
	Point	1.33vui/Φv	Required Area of Reinforcement	Minimum Interface Reinforcement	Maximum Spacing	
		KN/m	mm ² /m	mm ² /m	mm	
	0.00	1319.85	4713.74	1333.50	169.62	
	0.05	1062.34	3794.08	1333.50	169.62	
	0.15	804.84	2874.43	1333.50	169.62	
	0.30	542.37	1937.05	1333.50	169.62	

2) 床版の設計

(a) 内側

DGCS 14.4.1.1	Design Base Width,	b	=	1000.00	mm	
	Deck Slab Thickness,	h	=	200.00	mm	
DGCS 12.9.2	Concrete Cover,	cc	=	40.00	mm	
	Calculated Design Effective Depth,	deff	=	152.00	mm	
	Girder Spacing,	Sg	=	1,800	mm	
	Girder Width,	bw	=	1,066.80	mm	
DGCS 14.4.2.2	Effective Length,	Leff	=	733.20	mm	
	Diameter of Main Bars for impact Factor IM = 33%,	db 1	=	16	mm	
	Diameter of Main Bars for Impact Factor IM = 75%,	db 2	=	20	mm	
	Diameter of Distribution Bars,	db 2	=	16	mm	
	Diameter of Temperature Bars,	db 3	=	16	mm	
Material Properties for Concrete :						
DGCS 12.1.1.1	Compressive Strength,	fc'	=	28.00	MPa	
DGCS 12.1.1.4	Modulus of Elasticity,	$E_c = 0.043K_1 \rho_c^{1.5} \sqrt{f_c'}$	=	Ec	= 26,752.50 MPa	
Material Properties for Reinforcing Steel Bars :						
DGCS 12.1.2	Rebar Yield Strength (diameter ≥ 20mm),	fy	=	420.00	MPa	
DGCS 12.1.2	Rebar Yield Strength (diameter < 16mm),	fy	=	280.00	MPa	
DGCS 12.1.2.1	Modulus of Elasticity,	Es	=	200,000.00	MPa	
Design Dead Load Moments,						
DGCS 10.3	Load Factors and Load Combinations,	$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$				
DGCS 10.3-1	Total Factored Force Effect,					
where :						
For Loads for which a Maximum Value of γ_i is Appropriate :						
DGCS 10.3-2		$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$				
For Loads for which a Minimum Value of γ_i is Appropriate :						
DGCS 10.3-3		$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$				
For Strength Limit State,						
	Factor Relating to Ductility,	η_D	=	1.05		
	Factor Relating to Redundancy,	η_R	=	1.05		
	Factor Relating to Operational Importance,	η_I	=	1.00		
	Load Modifier for Maximum Value of γ_i ,	η_i	=	1.10		
	Load Modifier for Minimum Value of γ_i ,	η_i	=	0.91		
For All Other Limit States,						
	Factor Relating to Ductility,	η_D	=	1.00		
	Factor Relating to Redundancy,	η_R	=	1.00		
	Factor Relating to Operational Importance,	η_I	=	1.00		
	Load Modifier for Maximum Value of γ_i ,	η_i	=	1.00		
	Load Modifier for Minimum Value of γ_i ,	η_i	=	1.00		
Deck Slab Dimensions and Other Properties,						
	Deck Slab Thickness,	h	=	0.20	m	
	Unit Weight for Deck Slab Concrete,	γ_c	=	24.00	KN/m ³	
	Future Wearing Surface Thickness,	tws	=	0.05	m	
	Unit Weight for FWS Concrete,	γ_{ws}	=	22.00	KN/m ³	
	Weight of Deck Slab,	w	=	4.80	KN/m ²	
	Unfactored Deck Slab Positive or Negative Moment,	$M_{ds} = \frac{w \cdot Leff^2}{10}$	=	Mds	= 0.26 KN-m/m	
	Weight of FWS,	wws	=	1.10	KN/m ²	
	Unfactored Deck Slab Positive or Negative Moment,	$M_{ws} = \frac{wws \cdot Leff^2}{10}$	=	Mws	= 0.06 KN-m/m	
Design of Deck Slab,						
	Design Factored Moment for IM = 33%					
	Dynamic Overload Factor,	= 1.50				
Strength I Limit State,						
		Factor	Force	Moment	Unit	
				Positive	Negative	
		1.38	DC	0.36	0.36	KN-m/m
		1.65	DW	0.10	0.10	KN-m/m
		1.93	LL	83.93	73.23	KN-m/m
		TOTAL		84.38	73.68	KN-m/m
Service I Limit State,						
		Factor	Force	Moment	Unit	
				Positive	Negative	
		1.00	DC	0.26	0.26	KN-m/m
		1.00	DW	0.06	0.06	KN-m/m
		1.00	LL	43.50	37.95	KN-m/m
		TOTAL		43.82	38.27	KN-m/m

Design Factored Moment for IM = 75%					
Dynamic Overload Factor,				= 1.50	
Strength I Limit State,					
	Factor	Force	Moment		Unit
			Positive	Negative	
	1.38	DC	0.36	0.36	KN-m/m
	1.65	DW	0.10	0.10	KN-m/m
	1.93	LL	152.60	133.14	KN-m/m
	TOTAL		153.05	133.60	KN-m/m
Service I Limit State,					
	Factor	Force	Moment		Unit
			Positive	Negative	
	1.00	DC	0.26	0.26	KN-m/m
	1.00	DW	0.06	0.06	KN-m/m
	1.00	LL	79.09	69.01	KN-m/m
	TOTAL		79.41	69.33	KN-m/m
Flexural Resistance,					
DGCS 12.4.3.2	Limits of Reinforcement,				Mcr = 26.67 KN-m
DGCS 12.4.3.3	1.33 Times the Factored Moment Required,				1.33*Ma = 105.62 KN-m
DGCS 12.4.3.3-1	Cracking Moment, $Mcr = \gamma_1 \gamma_2 f_r S_c$				Mcr = 26.67 KN-m
	Modulus of Rupture,				f _r = 3.33 MPa
	Section Modulus for the Extreme Fiber of the Composite Section,				$S_c = \frac{bh^2}{6}$ = 6,666,667 mm ³
	Flexural Cracking Variability Factor,				γ_1 = 1.60
	Ratio of Minimum Yield Strength to Ultimate Tensile Strength of the Reinforcement,				γ_2 = 0.75
Reinforcement Parameters,					
For Impact Factor IM = 33%					
Positive Moment : Bottom Bars					
	Rebar	Spacing	Remarks		
	mm	mm			
	16	120.00	ADEQUATE		
Negative Moment : Top Bars					
	Rebar	Spacing	Remarks		
	mm	mm			
	16	130.00	ADEQUATE		
For Impact Factor IM = 75%					
Positive Moment : Bottom Bars					
	Rebar	Spacing	Remarks		
	mm	mm			
	20	70.00	ADEQUATE		
Negative Moment : Top Bars					
	Rebar	Spacing	Remarks		
	mm	mm			
	16	70.00	ADEQUATE		
Design Calculation of Main Bars,					
DGCS 12.2.3.1-1	Strength Reduction Factor,				
		For Impact Factor IM=33%		For Impact Factor IM=75%	
		Pos. Moment	Neg. Moment	Pos. Moment	Neg. Moment
	Flexure in Tension Controlled, Φ_f	0.90	0.90	0.90	0.90
	Shear and Torsion, Φ_v	0.90	0.90	0.90	0.90
Flexural Reinforcement,					
		For Impact Factor IM=33%		For Impact Factor IM=75%	
		Pos. Moment	Neg. Moment	Pos. Moment	Neg. Moment
	Total Flexural Bar Area, A _s	1675.52	1546.63	4487.99	4487.99
		mm ²			
DGCS 12.4.3	Flexural Capacity Verification,				
		For Impact Factor IM=33%		For Impact Factor IM=75%	
		Pos. Moment	Neg. Moment	Pos. Moment	Neg. Moment
	Factored Applied	84.38	73.68	153.05	133.60
	Depth of Equivalent Stress Block	29.57	27.29	79.20	79.20
	Factored Flexural Resistance	86.91	80.88	190.68	190.68
	M _{crz} ≤ M _{rz}	OK!	OK!	OK!	OK!
		Units			
		KN-m/m		mm	
		KN-m/m			
DGCS 12.4.3.3	Minimum Reinforcement Verification,				
		For Impact Factor IM=33%		For Impact Factor IM=75%	
		Pos. Moment	Neg. Moment	Pos. Moment	Neg. Moment
	Cracking Moment	26.67	26.67	26.67	26.67
	M _{crz} ≤ M _{rz}	OK!	OK!	OK!	OK!
		Units			
		KN-m/m			

DGCS 14.4.3.1	Distribution of Reinforcement,				
	Percent Distribution,	$\frac{3840}{\sqrt{Leff}} \leq 67\%$	%distribution	=	67.00 %
	Area of Distribution Bars,	$As, dr = \%distribution \times As, tension$	As, dr	=	1036.24 mm ²
	Spacing of Bottom Distribution Rebar,	$s = \frac{Ab \times 1000}{As}$	s	=	170.00 mm
DGCS 12.7.8	Shrinkage and Temperature Reinforcement,				
	Least Width of Component Section,	b	=	1000.00 mm	
	Least Thickness of Component Section,	h	=	200.00 mm	
	Specified Yield Strength of Bar,	fy	=	420.00 MPa	
	Reinforcement Area in Each Direction and Each Face. (mm ² /mm)	As	=	0.23 mm ²	
DGCS 12.7.8-1	$As \geq \frac{0.75bh}{2(b+h)fy}$			=	0.15 mm ²
DGCS 12.7.8-2	$0.233 \leq As \leq 1.27$			=	0.23 mm ²
	Governing Area of Temperature Reinforcement, As		=	233.00 mm ²	
	Minimum Spacing for Temperature Rebar Verification,				
	Required Spacing Provided by Governing Temperature Reinforcement,		=	862.93 mm	
	3.0 x The Component Thickness, or 450mm,		=	450.00 mm	
	Required Minimum Spacing,		=	450.00 mm	
	Verification of Reinforcement,				
	Spacing Summary,				
	For Impact Factor IM = 33% (Adopt for Slabs Beyond End Regions)				
	Main Reinforcement,				
	Design Moment	Rebar Location	Rebar Size	Spacing	Remark
	Positive Moment	Bottom Bars	16	120.00	Adopt Spacing
	Negative Moment	Top Bars	16	130.00	
	For Impact Factor IM = 75% (Adopt for First Three (3) Meters from every Start of Span)				
	Main Reinforcement,				
	Design Moment	Rebar Location	Rebar Size	Spacing	Remark
	Positive Moment	Bottom Bars	20	70.00	Adopt Spacing
	Negative Moment	Top Bars	16	70.00	Adopt Spacing
	Distribution Reinforcement,				
	Adopt Distribution Reinforcement,			Adopt 16mmØ @	170.00 mm
	Temperature and Shrinkage Reinforcement,				
	Adopt Distribution Reinforcement,			Adopt 16mmØ @	450.00 mm
	Slab Reinforcement Layout,				

(b) 張り出し部

	Design Base Width,	b	=	1000.00 mm
DGCS 14.4.1.1	Section Overall Thickness,	h	=	250.00 mm
DGCS 12.9.2	Concrete Cover,	cc	=	40.00 mm
	Calculated Design Effective Depth,	deff	=	202.00 mm
	Width of Sidewalk,	b _{sw}	=	500.00 mm
	Thickness of Sidewalk,	t _{sw}	=	250.00 mm
	Area of Sidewalk,	A _{sw}	=	125000.00 mm ²
	Diameter of Main Bars,	db.1	=	16 mm
	Diameter of Distribution Bars,	db.2	=	16 mm
	Diameter of Temperature Bars,	db.3	=	16 mm
Material Properties for Concrete :				
DGCS 10.6-1	Density,	ρ _c	=	2,400.00 kg/m ³
	Unit Weight,	γ _c	=	24.00 KN/m ³
DGCS 12.1.1.1	Compressive Strength,	f _{c'}	=	28.00 MPa
DGCS 12.1.1.4	Modulus of Elasticity,	$E_c = 0.043k_1 \rho_c^{1.5} \sqrt{f_c'}$	=	E _c = 26,752.50 MPa
Material Properties for Reinforcing Steel Bars :				
DGCS 12.1.2	Rebar Yield Strength (diameter ≥ 20mm),	f _y	=	420.00 MPa
DGCS 12.1.2	Rebar Yield Strength (diameter < 16mm),	f _y	=	280.00 MPa
DGCS 12.1.2.1	Modulus of Elasticity,	E _s	=	200,000.00 MPa
Dead Load Analysis,				
	Weight of Sidewalk,	W _{sw}	=	3.00 KN/m
	Weight of Post,	W _{post}	=	0.09 KN/m
	Weight of Railings,	W _{rail}	=	0.30 KN/m
	Unductored Dead Load,			
		Member	Weight	Lever Arm
			KN/m	m
				Moment
				KN-m
		Sidewalk	3.00	0.25
		Post	0.09	0.48
		Railings	0.30	0.14
		TOTAL DC	3.39	0.94
DGCS 18	Live Load Analysis,			
	Live Load Intensity,	LL	=	15.00 KN
	Live Load Moment Arm,	LL _{arm}	=	150.00 mm
	Dynamic Load Allowance (For All Other Limit State),	IM	=	1.33
	Distance of Design Section to Face of Railing,	d	=	450.00 mm
	Design Unductored Shear with Impact Factor,	V	=	19.95 KN
	Design Unductored Bending Moment with Impact Factor, Negative Moment,	M	=	2.99 KN-m
Factored Shear and Bending Moments,				
DGCS 10.3	Load Factors and Load Combinations,			
DGCS 10.3-1	Total Factored Force Effect, $Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$			
	where :			
	For Loads for which a Maximum Value of γ _i is Appropriate :			
DGCS 10.3-2	$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$			
	For Loads for which a Minimum Value of γ _i is Appropriate :			
DGCS 10.3-3	$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$			
	For Strength Limit State,			
	Factor Relating to Ductility,	η _D	=	1.05
	Factor Relating to Redundancy,	η _R	=	1.05
	Factor Relating to Operational Importance,	η _I	=	1.00
	Load Modifier for Maximum Value of γ _i	η _i	=	1.10
	Load Modifier for Minimum Value of γ _i ,	η _i	=	0.91
	For All Other Limit States,			
	Factor Relating to Ductility,	η _D	=	1.00
	Factor Relating to Redundancy,	η _R	=	1.00
	Factor Relating to Operational Importance,	η _I	=	1.00
	Load Modifier for Maximum Value of γ _i	η _i	=	1.00
	Load Modifier for Minimum Value of γ _i ,	η _i	=	1.00
Factored Shear and Bending Moments,				
Strength Event I Limit State				
	Factor	Force	Shear	Moment
			KN	KN-m
	1.38	DC	4.68	1.29
	1.93	LL	28.94	5.77
		TOTAL	33.62	7.07

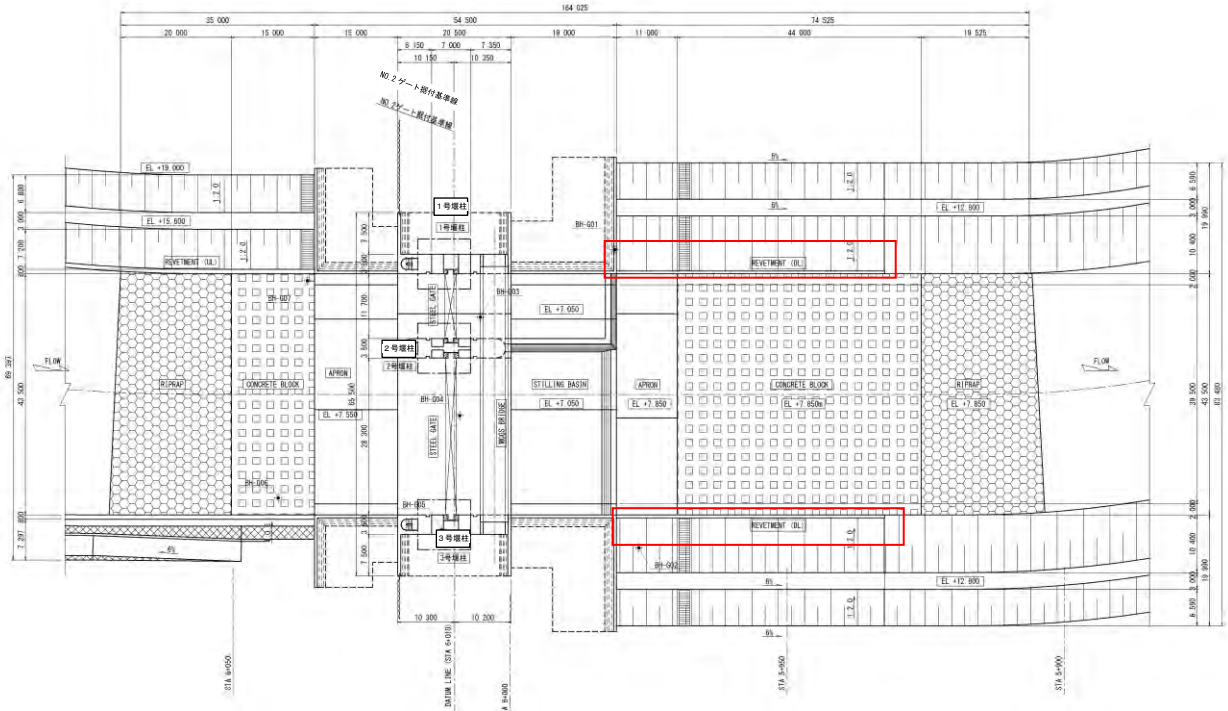
Design of Main Reinforcement.			
	Maximum Factored Moment,	M_u	= 7.07 KN-m
DGCS 12.4.3.3	Limits of Reinforcement,	M_{er}	= 9.40 KN-m
	1.33 Times the Factored Moment Required,	$1.33 * M_u$	= 9.40 KN-m
DGCS 12.4.3.3-1	Cracking Moment, $M_{cr} = \gamma_1 \gamma_2 f_r S_c$	M_{cr}	= 41.67 KN-m
	Modulus of Rupture,	f_r	= 3.33 MPa
	Section Modulus for the Extreme Fiber of the Composite Section,	$S_c = \frac{bh^2}{6}$	= 10,416,667 mm ³
	Flexural Cracking Variability Factor,	γ_1	= 1.60
	Ratio of Minimum Yield Strength to Ultimate Tensile Strength of the Reinforcement,	γ_2	= 0.75
	Verification of Governing Factored Flexural Resistance.		
	Governing Factored Flexural Resistance for Flexural Design,	M_u	= 9.40 KN-m
DGCS 12.2.3.1	Flexural Resistance Factor,	ϕ_f	= 0.90
	Area of Flexural Reinforcement,	m	= 17.65
		x	= 0.001
		r	= 0.001
		A_s	= 123.74 mm ²
		s	= 1500.00 mm
DGCS 12.7.3.2	Required Bar Spacing, $s = Ab \cdot b / A_s$		
	Maximum Spacing of Reinforcing Bars,		
	1.5 Times the Thickness of the Member,	s_{max1}	= 375.00 mm
	450mm,	s_{max2}	= 450.00 mm
DGCS 12.7.3.1	Check for Minimum Spacing,		
	1.5 Times the Nominal Diameter of the Bars,	s_{min1}	= 24.00 mm
	1.5 Times the Maximum Size of the Coarse Aggregates,	s_{min2}	= 37.50 mm
	38mm,	s_{min3}	= 38.00 mm
	∴ Use 16 mm Tension Reinforcement Bar spaced @ 375mm O.C.		
	Shear Verification.		
	Maximum Factored Shear,	V_u	= 33.62 KN
DGCS 12.5.3.3.1	Simplified Procedure for Non-Prestressed Section,		
	Verification of Overall Depth,	h	= 250.00 mm
			Simplified Procedure
	Calculation for Shear Depth,		
	Governing Effective Shear Depth, $d_v = d_e - 0.50a$	d_v	= 200.91 mm
	Shear Depth,	d_e	= 202.00 mm
	Shall be Less Than the Greater of,		
	0.90*d _e		= 181.80 mm
	0.72*h		= 180.00 mm
	If Overall Depth is Less than 400 mm,		
	Beta,	β	= 2.00
	Theta,	θ	= 45.00 degrees
DGCS 12.5.3.2	Nominal Shear Resistance Verification,		
DGCS 12.5.3.2.3	Nominal Concrete Shear Resistance, $V_c = 0.083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$	V_c	= 176.48 KN
	Nominal Reinf. Shear Resistance, $V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot \theta}{s}$	V_s	= 45.24 KN
	Nominal Shear Resistance,		
DGCS 12.5.3.2-1	$V_{n1} = V_c + V_s$	V_{n1}	= 221.72 KN
DGCS 12.5.3.2-2	$V_{n2} = 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v$	V_{n2}	= 1406.36 KN
	Governing Nominal Shear Resistance,	V_n	= 221.72 KN
	Factored Shear Resistance Verification,		
	Shear Resistance Factor,	ϕ_v	= 0.90
	Factored Shear Resistance, $V_r = \phi_v \cdot V_n$	V_r	= 199.55 KN
	∴ Shear Reinforcement is Adequate		

7.3.2.6 取付擁壁工

(1) 下流側取付擁壁形状

MCGS 下流側取付擁壁の位置を図 7.3.85 に示す。また、断面図を図 7.3.86 に示す。

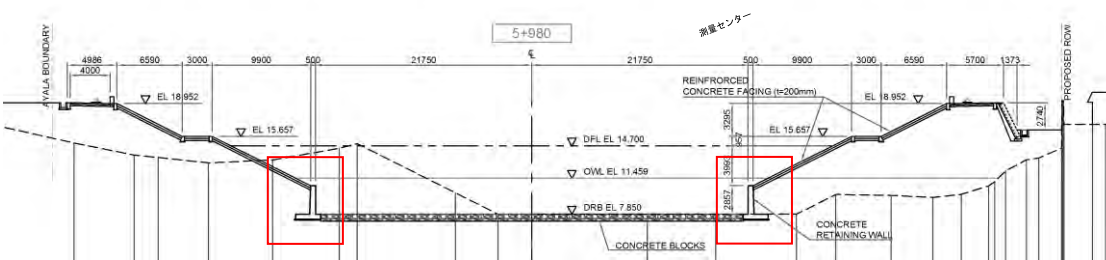
平面図



出典：調査団

図 7.3.85 下流側取付擁壁 平面図

横断面図



出典：調査団

図 7.3.86 断面図 (STA. 5+980 断面)

(2) 設計方針

断面方向を逆 T 擁壁部として検討を行う。取付擁壁は延長 48.40m であり、15m~20m に一箇所、目地割を入れることを考慮して以下の通りに区間分けを行い検討した。

区間A：前面に水叩き床版が位置する範囲（延長 11.00m）

区間B：前面にコンクリートブロックが位置する範囲（延長 20.00m）

区間C：前面にコンクリートブロックが位置する範囲（延長 17.40m）

区間A部分については、水叩き床版に擁壁が接続するため、安定検討時の滑動照査を省略する。区間B、C部分については背面の土圧が大きく、滑動で許容値を大きく下回ること、基礎地盤が岩着であることから、擁壁底版に突起をつけることで滑動抵抗を満足することとした。突起の寸法は正方形断面形状とし、最小部材厚 350mm とした。コンクリートの許容せん断応力度を満足しない場合、部材圧を 50mm 単位で増加させる。

また左岸側と右岸側ともに岩着、背面は埋め戻し土であるため、それぞれの区間における断面形状は同じとし、安定計算、断面計算は左岸側のみ実施した。

(3) 本体設計

1) 計算ケース

計算ケースは以下の通りとした。

表 7.3.99 下流側取付擁壁 検討ケース一覧

検討ケース	条件
ケース 1	常時+低水位
ケース 2	常時+計画高水位
ケース 3	常時+水位低下時
ケース 4	地震時+低水位
ケース 5	施工時

出典：調査団

2) 設計条件

(a) 摩擦係数

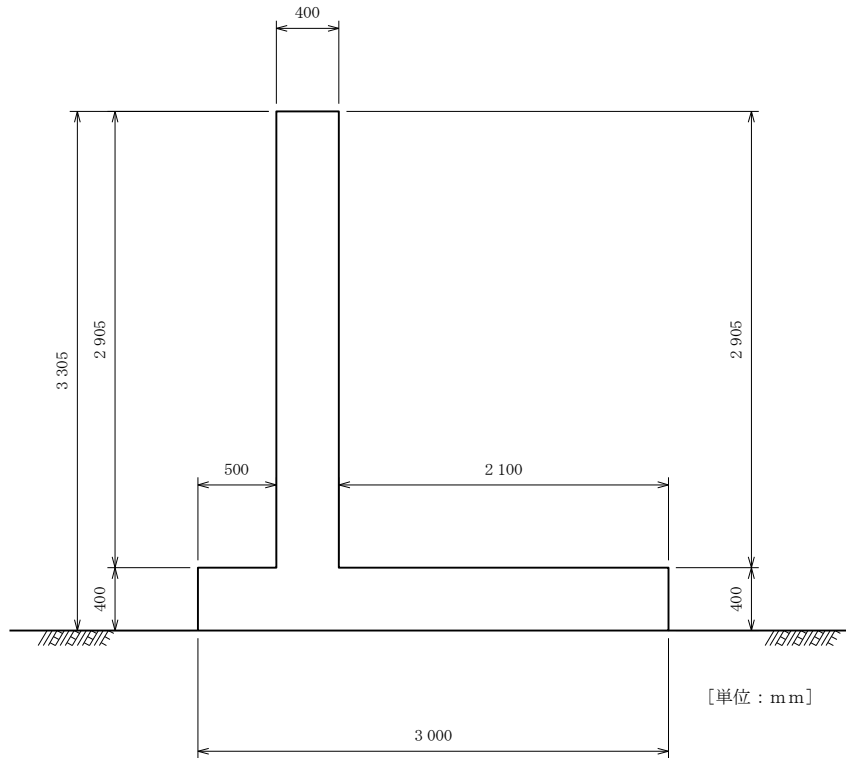
擁壁の計算に用いる摩擦係数 $\mu = \tan \phi$ は、基礎基盤が岩であることから、「道路土工擁壁工指針 P70」より、 $\mu = \tan \phi = 0.70$ とする。

(b) 地盤の許容支持力

地盤の許容支持力は基礎基盤が岩であることから「道路土工擁壁工指針 H24 P69」より亀裂の少ない均一な硬岩として $q_u = 1,000 \text{ kN/m}^2$ とした。

3) 区間A

(a) 躯体形状



奥行方向幅（ブロック長） B = 11000(mm)

(b) 安定計算結果

(i) 転倒

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mt}{\sum V}$$

ここに、

d : つま先から合力の作用点までの距離(m)

$\sum Mr$: つま先回りの抵抗モーメント(kN.m)

$\sum Mt$: つま先回りの転倒モーメント(kN.m)

$\sum V$: 底版下面における全鉛直荷重(kN)

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離(m)

B : 底版幅(m), B = 3.000

$$e_a = B/n$$

ここに、

e_a : 許容偏心距離(m)

n : 許容偏心量の底版幅に対する比

荷重状態（水位）	ΣMr (kN.m)	ΣMt (kN.m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)	ea (m)	判定
常時 LWL(常時 LWL 時)	311.546	106.798	151.442	1.352	0.148	≤ 0.500	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	253.713	69.697	130.138	1.414	0.086	≤ 0.500	○
常時天端(常時天端)	358.345	166.145	186.626	1.030	0.470	≤ 0.500	○
地震時低水(地震時低水)	538.502	351.438	227.094	0.824	0.676	≤ 1.000	○
仮設時(仮設時)	492.198	151.611	24.0303	1.388	0.112	≤ 0.500	○

(ii) 支持力

1)合力作用点が底版中央の底版幅1/3（ミドルサード）の中にある場合

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

2)合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

$$q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3 \cdot (B/2 - e)}$$

ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重(kN)

B : 底版幅(m), B = 3.000

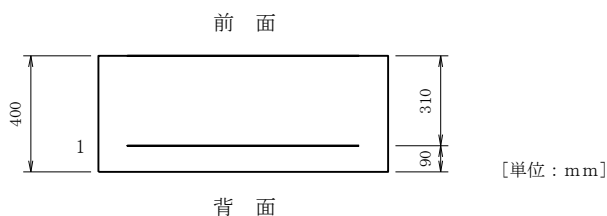
e : 偏心量(m)

	地盤反力の 作用幅(m)	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
			qmin	qmax	許容値	
常時 LWL(常時 LWL 時)	3.000	台形	35.538	65.424	≤ 1000.000	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	3.000	台形	35.918	50.841	≤ 1000.000	○
常時天端(常時天端)	3.000	台形	3.716	120.701	≤ 1000.000	○
地震時低水(地震時低水)	2.472	三角形	0.000	183.733	≤ 1500.000	○
仮設時(仮設時)	3.000	台形	63.523	100.013	≤ 1000.000	○

(c) 断面計算結果

(i) 豎壁

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
背面	1	9.0	D25	4.000	19.635
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 14.873 (cm²)

【曲げ応力度の照査】

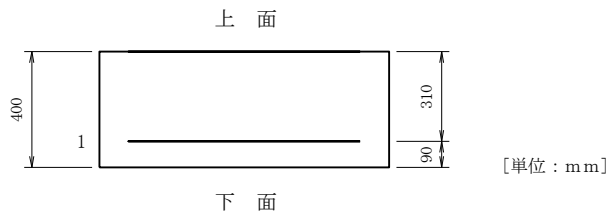
荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 LWL(常時 LWL 時)	30.689	0.000	8.848	2.473	≦ 8.280	55.722	≦ 168.000	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	20.528	0.000	8.848	1.654	≦ 8.280	37.273	≦ 168.000	○
常時天端(常時天端)	70.909	0.000	8.848	5.714	≦ 8.280	128.748	≦ 168.000	○
地震時低水(地震時低水)	121.125	0.000	8.848	9.760	≦ 11.012	219.924	≦ 223.440	○
仮設時(仮設時)	48.292	0.000	8.848	3.891	≦ 8.280	87.682	≦ 168.000	○

【せん断応力度の照査】

荷重状態 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d(cm)	せん断応力度(N/mm ²)			判定
			計算値 τ	許容値 τ _{a1}	許容値 τ _{a2}	
常時 LWL(常時 LWL 時)	31.704	31.000	0.102	≦ 0.360	1.600	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	21.207	31.000	0.068	≦ 0.360	1.600	○
常時天端(常時天端)	73.239	31.000	0.236	≦ 0.360	1.600	○
地震時低水(地震時低水)	122.338	31.000	0.395	≦ 0.479	2.128	○
仮設時(仮設時)	49.888	31.000	0.161	≦ 0.360	1.600	○

(ii) つま先版

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
下面	1	9.0	D20	4.000	12.566
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 2.658 (cm²)

【曲げ応力度】

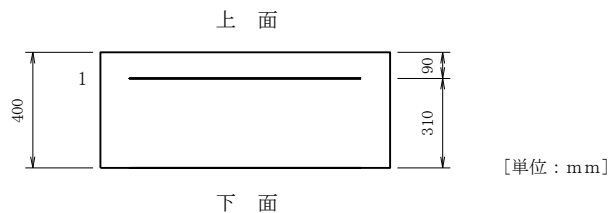
荷重状態（水位）	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 LWL(常時 LWL 時)	7.261	7.319	0.695	≦ 8.280	20.231	≦ 168.000	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	5.542	7.319	0.530	≦ 8.280	15.441	≦ 168.000	○
常時天端(常時天端)	13.300	7.319	1.273	≦ 8.280	37.058	≦ 168.000	○
地震時低水(地震時低水)	20.709	7.319	1.982	≦ 11.012	57.700	≦ 223.440	○
仮設時(仮設時)	11.048	7.319	1.057	≦ 8.280	30.784	≦ 168.000	○

【せん断応力度】

荷重状態（水位）	せん断力 S _h (kN)	有効高 d(mm)	せん断応力度(N/mm ²)		判定
			計算値 τ	許容値 τ _{a1}	
常時 LWL(常時 LWL 時)	17.475	310.000	0.056	≦ 0.360	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	13.324	310.000	0.043	≦ 0.360	○
常時天端(常時天端)	32.061	310.000	0.103	≦ 0.360	○
地震時低水(地震時低水)	50.072	310.000	0.162	≦ 0.479	○
仮設時(仮設時)	26.577	310.000	0.086	≦ 0.360	○

(iii) かかと版

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
上面	1	9.0	D25	4.909	4.000	19.635
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 14.873 (cm²)

【曲げ応力度】

荷重状態（水位）	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 LWL(常時 LWL 時)	30.689	8.848	2.473	≦ 8.280	55.722	≦ 168.000	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	20.528	8.848	1.654	≦ 8.280	37.273	≦ 168.000	○
常時天端(常時天端)	70.909	8.848	5.714	≦ 8.280	128.748	≦ 168.000	○
地震時低水(地震時低水)	121.125	8.848	9.760	≦ 11.012	219.924	≦ 223.440	○
仮設時(仮設時)	48.292	8.848	3.891	≦ 8.280	87.682	≦ 168.000	○

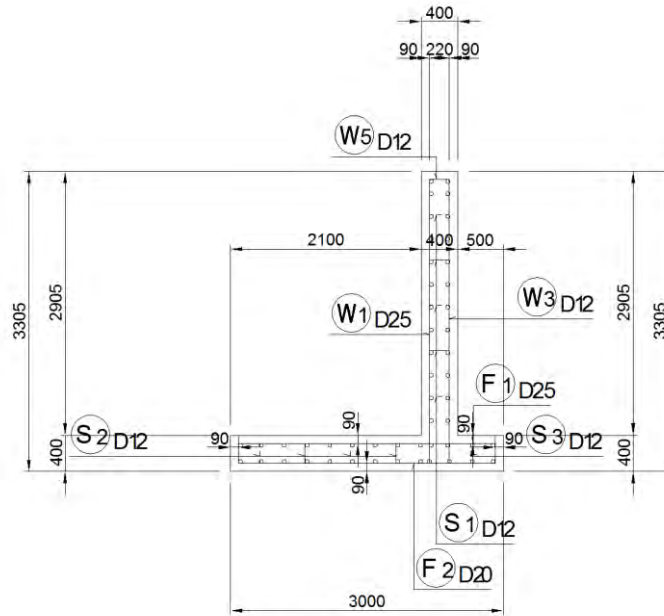
【せん断応力度】

荷重状態（水位）	せん断力 S _h (kN)	有効高 d(mm)	せん断応力度(N/mm ²)		判定
			計算値 τ	許容値 τ _{a1}	
常時 LWL(常時 LWL 時)	36.695	310.000	0.118	≦ 0.360	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	23.928	310.000	0.077	≦ 0.360	○
常時天端(常時天端)	65.131	310.000	0.210	≦ 0.360	○
地震時低水(地震時低水)	127.209	310.000	0.410	≦ 0.479	○
仮設時(仮設時)	52.508	310.000	0.169	≦ 0.360	○

(d) 配筋図

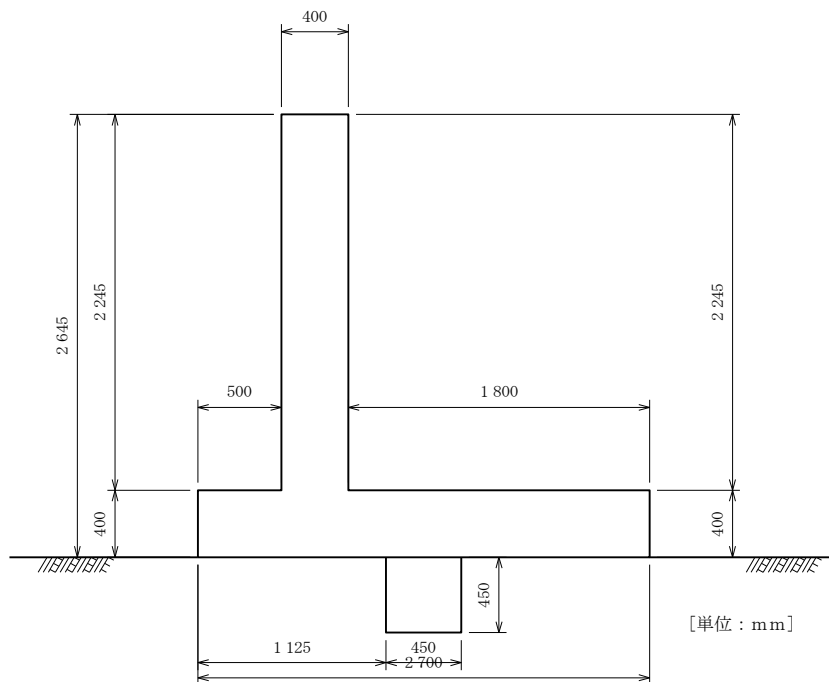
以下に、計算結果を踏まえた配筋図を示す。

縦壁主筋：D25@250、つま先版主筋：D25@250、かかと版主筋：D20@250



4) 区間B

(a) 躯体形状



奥行方向幅（ブロック長） B = 20000(mm)

(b) 安定計算結果

以下に安定計算結果を示す。なお詳細計算書は別冊の構造計算書に示す。

(i) 転倒

算定式は P7-292 に示す。

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN.m)	ΣMt (kN.m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)	e_a (m)	判 定
常時 LWL(常時 LWL 時)	183.991	55.120	100.852	1.278	0.072	≤ 0.450	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	162.24.0	36.601	92.793	1.354	0.004	≤ 0.450	○
常時天端(常時天端)	232.018	89.998	133.553	1.063	0.287	≤ 0.450	○
地震時低水(地震時低水)	340.399	207.261	158.781	0.839	0.511	≤ 0.900	○
仮設時(仮設時)	319.441	86.735	176.249	1.320	0.030	≤ 0.450	○

(ii) 滑動

$$H_k = c \cdot b1 + v1 \cdot \tan\phi + (v2 + v3) \cdot \tan\phi_B$$

ここに、

H_k : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(kN/m)

B' : 有効載荷幅(m), ただし、荷重の偏心量は実際の基礎底面位置で算出する。

$b1$: 有効載荷幅内の擁壁底面の前端から突起前面までの距離(m)

$b2$: 有効載荷幅内の突起幅(m)

$b3$: 突起背面から有効載荷幅の後方までの距離(m)

$v1 \sim v3$: $b1 \sim b3$ に作用する鉛直荷重(kN)で、 $v_i = b_i / B' \cdot V_o$ で求める。

V_o : 基礎底面における全鉛直荷重 (kN/m)

$\tan\phi_B$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数, $\tan\phi_B = 0.700$

$\tan\phi$: 基礎地盤の摩擦係数, $\tan\phi = 0.577$

c : 基礎地盤の粘着力(kN/m²), $c = 1000.000$

荷重状態 (水 位)	有 効 載荷幅 B' (m)	突起前方幅 $b1$ (m)	突起底面幅 $b2$ (m)	突起後方幅 $b3$ (m)	鉛直荷重 $v1$ (kN)	鉛直荷重 $v2$ (kN)	鉛直荷重 $v3$ (kN)
常時LWL(常時LWL時)	2.556	1.125	0.450	0.981	44.389	17.756	38.707
常時HWL(常時HWL時)	2.692	1.117	0.450	1.125	38.503	15.511	38.779
常時天端(常時天端)	2.126	1.125	0.450	0.551	70.671	28.268	34.613
地震時低水(地震時低水)	1.678	1.125	0.450	0.103	106.453	42.581	9.746
仮設時(仮設時)	2.640	1.125	0.450	1.065	75.106	30.042	71.100

$$F_s = H_k / H_o$$

ここに、

F_s : 滑動に対する安全率

H_o : 擁壁底面における全水平荷重(kN/m)で擁壁に作用する各荷重の水平成分の

合計値

荷重状態 (水 位)	せん断 抵抗力 H_k (kN/m)	作 用 水平力 H_o (kN/m)	安全率 F_s	必要 安全率 F_{sa}	判 定
常時 LWL(常時 LWL 時)	1190.152	46.633	25.522	≥ 1.500	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	1177.233	30.965	38.018	≥ 1.500	○
常時天端(常時天端)	1209.819	84.851	14.258	≥ 1.500	○
地震時低水(地震時低水)	1223.090	168.938	7.240	≥ 1.200	○
仮設時(仮設時)	1239.163	73.380	16.887	≥ 1.500	○

(iii) 支持力

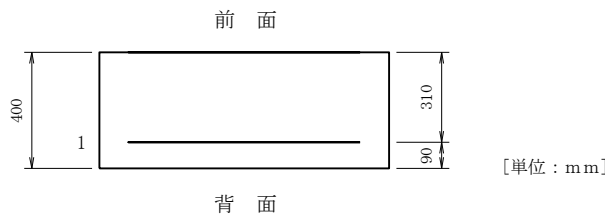
算定式は 7-293 に示す。

	地盤反力の作用幅(m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
			qmin	qmax	許容値	
常時LWL(常時LWL時)	2.700	台形	31.361	43.344	≤ 1000.000	○
常時HWL(常時HWL時)	2.700	台形	34.060	34.675	≤ 1000.000	○
常時天端(常時天端)	2.700	台形	17.961	80.967	≤ 1000.000	○
地震時低水(地震時低水)	2.517	三角形	0.000	126.167	≤ 1500.000	○
仮設時(仮設時)	2.700	台形	60.973	69.582	≤ 1000.000	○

(c) 断面計算結果

(i) 縦壁

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
背面	1	9.0	D20	3.142	4.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 10.133 (cm²)

【曲げ応力度】

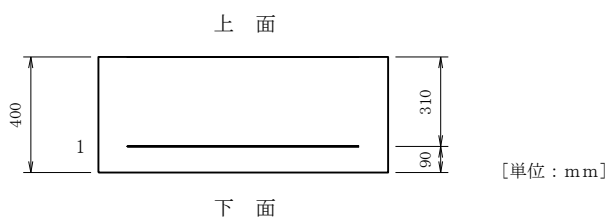
荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時LWL(常時LWL時)	12.572	0.000	7.319	1.203	≤ 8.280	35.028	≤ 168.000	○
常時HWL(常時HWL時)	9.473	0.000	7.319	0.907	≤ 8.280	26.396	≤ 168.000	○
常時天端(常時天端)	32.727	0.000	7.319	3.132	≤ 8.280	91.186	≤ 168.000	○
地震時低水(地震時低水)	65.162	0.000	7.319	6.235	≤ 11.012	181.562	≤ 223.440	○
仮設時(仮設時)	23.103	0.000	7.319	2.211	≤ 8.280	64.371	≤ 168.000	○

【せん断応力度】

荷重状態 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d(cm)	せん断応力度(N/mm ²)			判定
			計算値 τ	許容値 τ _{a1}	許容値 τ _{a2}	
常時LWL(常時LWL時)	16.807	31.000	0.054	≤ 0.360	1.600	○
常時HWL(常時HWL時)	12.665	31.000	0.041	≤ 0.360	1.600	○
常時天端(常時天端)	43.741	31.000	0.141	≤ 0.360	1.600	○
地震時低水(地震時低水)	84.957	31.000	0.274	≤ 0.479	2.128	○
仮設時(仮設時)	30.886	31.000	0.100	≤ 0.360	1.600	○

(ii) つま先版

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
下面	1	9.0	D16	4.000	8.042
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 2.097 (cm²)

【曲げ応力度】

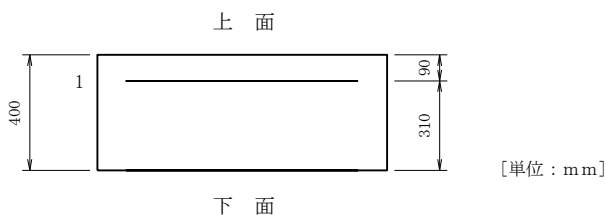
荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 LWL(常時 LWL 時)	4.616	6.016	0.530	≦ 8.280	19.794	≦ 168.000	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	3.552	6.016	0.408	≦ 8.280	15.234	≦ 168.000	○
常時天端(常時天端)	8.635	6.016	0.991	≦ 8.280	37.028	≦ 168.000	○
地震時低水(地震時低水)	14.017	6.016	1.608	≦ 11.012	60.108	≦ 223.440	○
仮設時(仮設時)	7.431	6.016	0.853	≦ 8.280	31.867	≦ 168.000	○

【せん断応力度】

荷重状態 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d(mm)	せん断応力度(N/mm ²)		判定
			計算値 τ	許容値 τ _{a1}	
常時 LWL(常時 LWL 時)	11.100	310.000	0.036	≦ 0.360	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	8.524	310.000	0.027	≦ 0.360	○
常時天端(常時天端)	20.792	310.000	0.067	≦ 0.360	○
地震時低水(地震時低水)	33.891	310.000	0.109	≦ 0.479	○
仮設時(仮設時)	17.851	310.000	0.058	≦ 0.360	○

(iii) かかと版

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
上面	1	9.0	D20	2.865	4.000	12.566
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 10.133 (cm²)

【曲げ応力度】

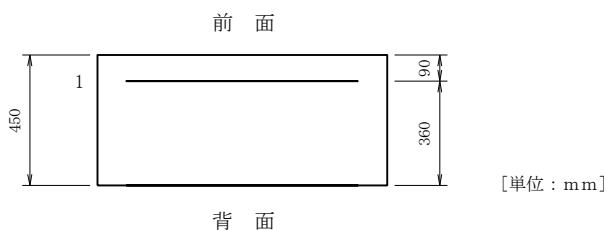
荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 LWL(常時 LWL 時)	12.572	7.319	1.203	≦ 8.280	35.028	≦ 168.000	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	9.473	7.319	0.907	≦ 8.280	26.396	≦ 168.000	○
常時天端(常時天端)	32.727	7.319	3.132	≦ 8.280	91.186	≦ 168.000	○
地震時低水(地震時低水)	65.162	7.319	6.235	≦ 11.012	181.562	≦ 223.440	○

【せん断応力度】

荷重状態 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d(mm)	せん断応力度(N/mm ²)		判定
			計算値 τ	許容値 τ _{a1}	
常時 LWL(常時 LWL 時)	21.556	310.000	0.070	≦ 0.360	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	13.735	310.000	0.044	≦ 0.360	○
常時天端(常時天端)	39.165	310.000	0.126	≦ 0.360	○
地震時低水(地震時低水)	84.304	310.000	0.272	≦ 0.479	○
仮設時(仮設時)	33.326	310.000	0.108	≦ 0.360	○

(iv) 突起

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
前面	1	9.0	D16	1.986	4.000	8.042
	2	—	—	—	—	—
背面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 4.626 (cm²)

【曲げ応力度】

荷重状態 (水位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 LWL(常時 LWL 時)	9.980	6.530	0.904	≦ 8.280	36.698	≦ 168.000	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	6.647	6.530	0.602	≦ 8.280	24.443	≦ 168.000	○
常時天端(常時天端)	17.928	6.530	1.623	≦ 8.280	65.929	≦ 168.000	○
地震時低水(地震時低水)	35.483	6.530	3.213	≦ 11.012	130.484	≦ 223.440	○
仮設時(仮設時)	15.147	6.530	1.371	≦ 8.280	55.700	≦ 168.000	○

【せん断応力度】

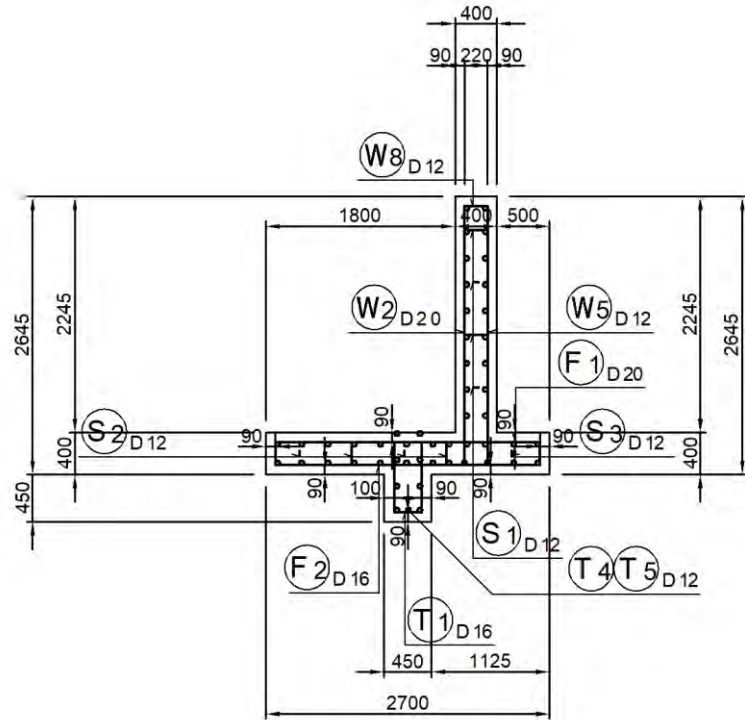
荷重状態 (水位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			判定
			計算値 τ	許容値 τ _{a1}	許容値 τ _{a2}	
常時 LWL(常時 LWL 時)	44.354	36.000	0.123	≦ 0.360	1.600	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	29.542	36.000	0.082	≦ 0.360	1.600	○
常時天端(常時天端)	79.682	36.000	0.221	≦ 0.360	1.600	○
地震時低水(地震時低水)	157.703	36.000	0.438	≦ 0.479	2.128	○
仮設時(仮設時)	67.319	36.000	0.187	≦ 0.360	1.600	○

(d) 配筋図

以下に、計算結果を踏まえた配筋図を示す。

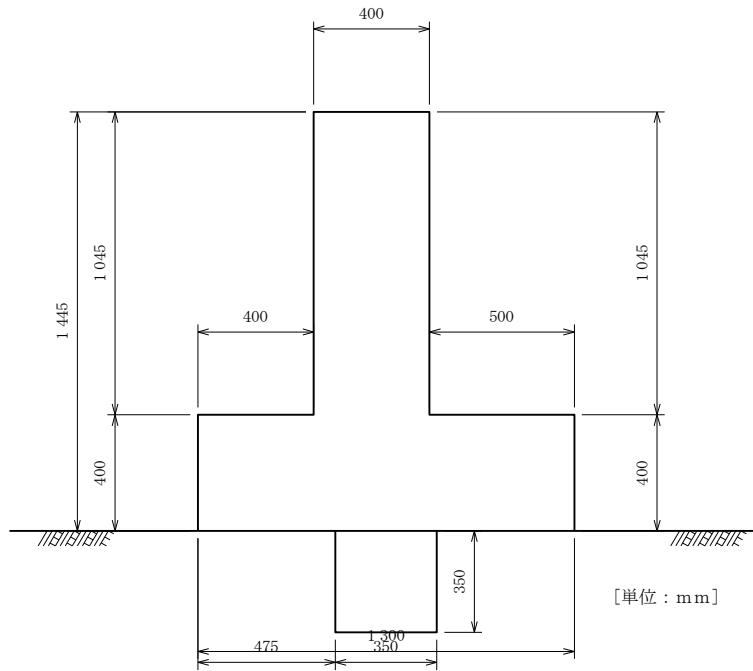
縦壁主筋：D20@250、つま先版主筋：D20@250

かかと版主筋：D16@250、突起主筋：D16@250



5) 区間C

(a) 躯体形状



奥行方向幅（ブロック長） B = 17400(mm)

(b) 安定計算結果

(i) 転倒

算定式は P7-292 に示す。

荷重状態（水 位）	ΣMr (kN.m)	ΣMt (kN.m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)	e_a (m)	判定
常時 LWL(常時 LWL 時)	19.664	4.332	23.121	0.663	0.013	≤ 0.217	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	19.244	3.973	22.803	0.670	0.020	≤ 0.217	○
常時天端(常時天端)	25.796	11.295	30.579	0.474	0.176	≤ 0.217	○
地震時低水(地震時低水)	54.757	34.829	50.116	0.398	0.252	≤ 0.433	○
仮設時(仮設時)	37.999	10.516	42.934	0.640	0.010	≤ 0.217	○

(ii) 滑動

算定式は P7-297 に示す。

荷重状態（水 位）	有効 載荷幅 B' (m)	突起前方幅 b1 (m)	突起底面幅 b2 (m)	突起後方幅 b3 (m)	鉛直荷重 v1 (kN)	鉛直荷重 v2 (kN)	鉛直荷重 v3 (kN)
常時 LWL(常時 LWL 時)	1.274	0.449	0.350	0.475	8.149	6.352	8.621
常時 HWL(常時 HWL 時)	1.260	0.435	0.350	0.475	7.872	6.334	8.596
常時天端(常時天端)	0.948	0.475	0.350	0.123	15.322	11.290	3.968
地震時低水(地震時低水)	0.796	0.475	0.321	0.000	29.906	20.210	0.000
仮設時(仮設時)	1.280	0.475	0.350	0.455	15.933	11.740	15.262

荷重状態（水 位）	せん断 抵抗力H _k (kN/m)	作 用 水平力H _o (kN/m)	安全率 F _s	必要 安全率F _{sa}	判定
常時 LWL(常時 LWL 時)	464.186	7.668	60.535	≥ 1.500	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	449.997	7.031	64.002	≥ 1.500	○

荷重状態（水位）	せん断抵抗力 H_k (kN/m)	作用水平力 H_o (kN/m)	安全率 F_s	必要安全率 F_{sa}	判定
常時天端(常時天端)	494.526	21.499	23.002	≥ 1.500	○
地震時低水(地震時低水)	506.414	60.239	8.407	≥ 1.200	○
仮設時(仮設時)	503.100	18.613	27.029	≥ 1.500	○

(iii) 支持力

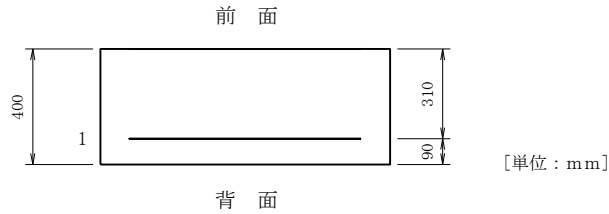
算定式は 7-293 に示す。

	地盤反力の作用幅(m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
			qmin	qmax	許容値	
常時 LWL(常時 LWL 時)	1.300	台形	16.712	18.859	≤ 981.000	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	1.300	台形	15.946	19.136	≤ 981.000	○
常時天端(常時天端)	1.300	台形	4.440	42.606	≤ 981.000	○
地震時低水(地震時低水)	1.194	三角形	0.000	83.947	≤ 1470.000	○
仮設時(仮設時)	1.300	台形	31.520	34.532	≤ 981.000	○

(c) 断面計算結果

(i) 豎壁

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
背面	1	9.0	D16	4.000	8.042
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 1.841 (cm²)

【曲げ応力度】

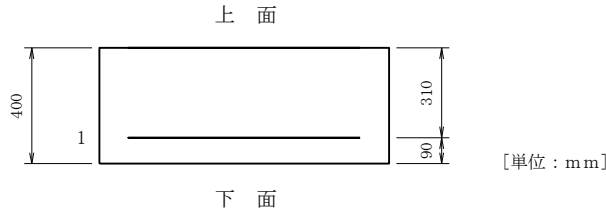
荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 LWL(常時 LWL 時)	0.955	0.000	6.016	0.110	≦ 8.280	4.095	≦ 168.000	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	0.955	0.000	6.016	0.110	≦ 8.280	4.095	≦ 168.000	○
常時天端(常時天端)	3.300	0.000	6.016	0.379	≦ 8.280	14.150	≦ 168.000	○
地震時低水(地震時低水)	12.330	0.000	6.016	1.415	≦ 11.012	52.873	≦ 223.440	○
仮設時(仮設時)	2.500	0.000	6.016	0.287	≦ 8.280	10.722	≦ 168.000	○

【せん断応力度】

荷重状態 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d(cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数			判定
			計算値 τ	許容値 τ _{a1}	許容値 τ _{a2}	Ce	Cpt	CN	
常時 LWL(常時 LWL 時)	2.744	31.000	0.009	≦ 0.482	1.600	1.39	0.96	1.00	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	2.744	31.000	0.009	≦ 0.482	1.600	1.39	0.96	1.00	○
常時天端(常時天端)	9.477	31.000	0.031	≦ 0.482	1.600	1.39	0.96	1.00	○
地震時低水(地震時低水)	34.424	31.000	0.111	≦ 0.385	2.128	1.39	0.96	1.00	○
仮設時(仮設時)	7.185	31.000	0.023	≦ 0.482	1.600	1.39	0.96	1.00	○

(ii) つま先版

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
下面	1	9.0	D16	4.000	8.042
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 0.814 (cm²)

【曲げ応力度】

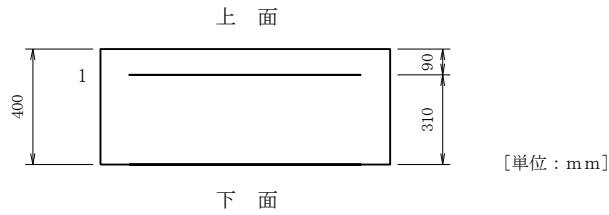
荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 LWL(常時 LWL 時)	0.900	6.016	0.103	≦ 8.280	3.861	≦ 168.000	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	0.848	6.016	0.097	≦ 8.280	3.636	≦ 168.000	○
常時天端(常時天端)	2.444	6.016	0.280	≦ 8.280	10.478	≦ 168.000	○
地震時低水(地震時低水)	5.512	6.016	0.632	≦ 11.012	23.635	≦ 223.440	○
仮設時(仮設時)	1.970	6.016	0.226	≦ 8.280	8.447	≦ 168.000	○

【せん断応力度】

荷重状態 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d'(cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数			判定
			計算値 τ	許容値 τ _{a1}	許容値 τ _{a2}	C _e	C _{pt}	C _{dc}	
常時 LWL(常時 LWL 時)	2.240	31.000	0.007	≦ 2.761	1.600	1.39	0.96	5.73	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	2.102	31.000	0.007	≦ 2.768	1.600	1.39	0.96	5.75	○
常時天端(常時天端)	6.232	31.000	0.020	≦ 2.684	1.600	1.39	0.96	5.57	○
地震時低水(地震時低水)	14.247	31.000	0.046	≦ 2.110	2.128	1.39	0.96	5.48	○
仮設時(仮設時)	4.940	31.000	0.016	≦ 2.737	1.600	1.39	0.96	5.68	○

(iii) かかと版

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	9.0	D16	4.000	8.042
	2	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 1.762 (cm²)

【曲げ応力度】

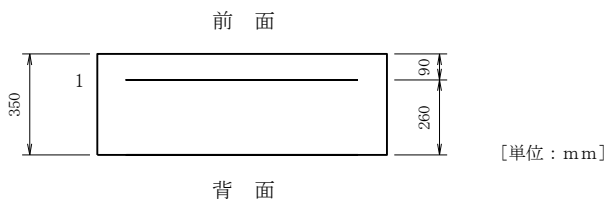
荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 LWL(常時 LWL 時)	0.955	6.016	0.110	≦ 8.280	4.095	≦ 168.000	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	0.955	6.016	0.110	≦ 8.280	4.095	≦ 168.000	○
常時天端(常時天端)	3.300	6.016	0.379	≦ 8.280	14.150	≦ 168.000	○
地震時低水(地震時低水)	11.812	6.016	1.355	≦ 11.012	50.654	≦ 223.440	○
仮設時(仮設時)	2.500	6.016	0.287	≦ 8.280	10.722	≦ 168.000	○

【せん断応力度】

荷重状態 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d'(cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数			判定
			計算値 τ	許容値 τ _{a1}	許容値 τ _{a2}	C _e	C _{pt}	C _{dc}	
常時 LWL(常時 LWL 時)	3.075	31.000	0.010	≦ 0.957	1.600	1.39	0.96	1.99	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	2.760	31.000	0.009	≦ 0.959	1.600	1.39	0.96	1.99	○
常時天端(常時天端)	8.439	31.000	0.027	≦ 1.043	1.600	1.39	0.96	2.16	○
地震時低水(地震時低水)	30.011	31.000	0.097	≦ 0.783	2.128	1.39	0.96	2.03	○
仮設時(仮設時)	8.092	31.000	0.026	≦ 0.972	1.600	1.39	0.96	2.02	○

(iv) 突起

【鉄筋配置】



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
前面	1	9.0	D16	1.986	4.000	8.042
	2	—	—	—	—	—
背面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 1.806 (cm²)

【曲げ応力度】

荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時 LWL(常時 LWL 時)	1.308	5.453	0.198	≦ 8.280	6.727	≦ 168.000	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	1.199	5.453	0.182	≦ 8.280	6.166	≦ 168.000	○
常時天端(常時天端)	3.660	5.453	0.555	≦ 8.280	18.823	≦ 168.000	○
地震時低水(地震時低水)	10.106	5.453	1.533	≦ 11.012	51.979	≦ 223.440	○
仮設時(仮設時)	3.116	5.453	0.473	≦ 8.280	16.026	≦ 168.000	○

【せん断応力度】

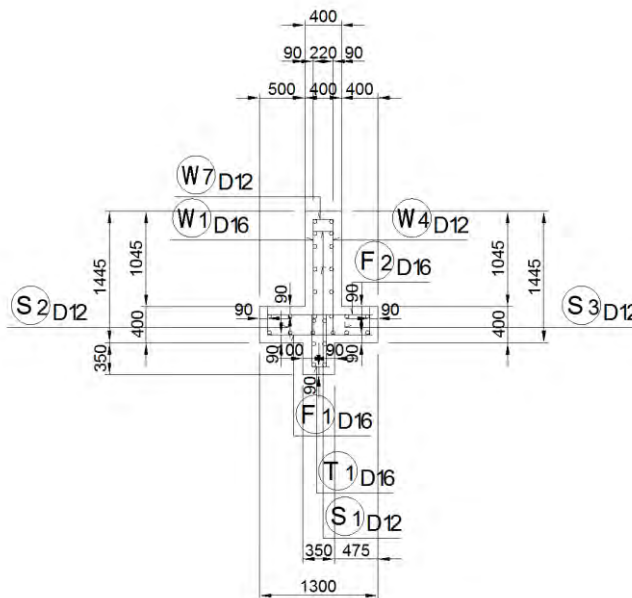
荷重状態 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数		判定
			計算値 τ	許容値 τ _{a1}	許容値 τ _{a2}	C _e	C _{pt}	
常時 LWL(常時 LWL 時)	7.474	26.000	0.029	≦ 0.509	1.600	1.40	1.01	○
常時 HWL(常時 HWL 時)	6.851	26.000	0.026	≦ 0.509	1.600	1.40	1.01	○
常時天端(常時天端)	20.912	26.000	0.080	≦ 0.509	1.600	1.40	1.01	○
地震時低水(地震時低水)	57.749	26.000	0.222	≦ 0.407	2.128	1.40	1.01	○
仮設時(仮設時)	17.805	26.000	0.068	≦ 0.509	1.600	1.40	1.01	○

(d) 配筋図

以下に、計算結果を踏まえた配筋図を示す。

縦壁主筋：D16@250、つま先版主筋：D16@250

かかと版主筋：D16@250、突起主筋：D16@250



7.3.3 ゲート設備設計

7.3.3.1 設計条件の整理

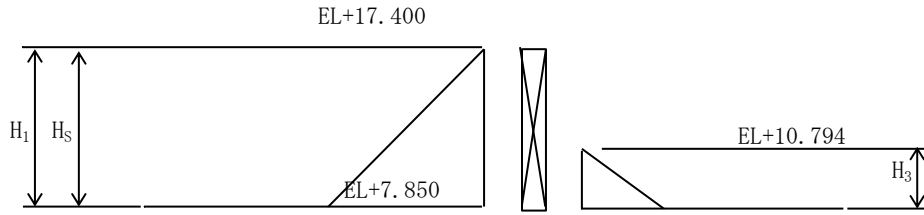
(1) 本設ゲート

1) No.1 ゲート

形 式	:	二相ステンレス製シェル構造ローラゲート	
純径間 × 有効高	:	W 28.300 m	× H 9.550 m
門 数	:	1	門
水密方式	:	前面 3 方ゴム水密	
設計水深	:	(前面) 9.550 m	(EL + 17.400) →堰天端高
		(後面) 2.944 m	(EL + 10.794) →LWL
		(後面) 2.150 m	(EL + 10.000) ※ケース1:許容応力にて評価
		(後面) 2.150 m	(EL + 10.000) ※ケース2:終局耐力にて評価
操作水深 (開時)	:	(前面) 4.636 m	(EL + 12.486) →OWL+1.0m
		(後面) 3.636 m	(EL + 11.486)
操作水深 (閉時)	:	(前面) 3.636 m	(EL + 11.486) →OWL
※水位バランス時の操作 となるため、想定値とする。		(後面) 3.636 m	(EL + 11.486)
敷 高	:	EL + 7.850	
開閉方式	:	ワイヤドラムウインチ式 (2M2D)	
揚 程	:	11.150 m	
主要材質	:	扉 体 : SUS323L	戸 当 り : SUS304N2系等 (露出部) SM490 等 (埋設部)
水 質	:	外 水 側 : 淡水	内 水 側 : 淡水
余 裕 厚	:	外 水 側 : 片面	0.0 mm (淡水)
		内 水 側 : 片面	0.0 mm (淡水)
準 拠 基 準	:	水門・樋門ゲート設計要領 (案) …平成26年1月第4刷発行 ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) …平成28年10月第1版発行	

2) No. 2 ゲート

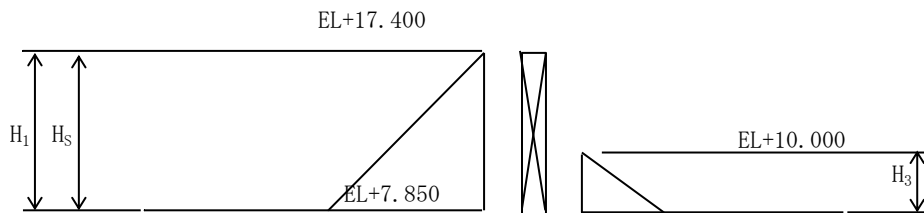
形 式	:	二相ステンレス製 ローラ ゲート
純 径 間 × 有 効 高	:	^W 11.700 m × ^H 9.550 m
門 数	:	1 門
水 密 方 式	:	前 面 3 方 ゴ ム 水 密
設 計 水 深	:	(前 面) 9.550 m (EL + 17.400) →堰天端高 (後 面) 2.944 m (EL + 10.794) ※ケース1：許容応力にて評価 →LWL (後 面) 2.150 m (EL + 10.000) ※ケース2：終局耐力にて評価 →MLLW
操 作 水 深 (開 時)	:	(前 面) 4.636 m (EL + 12.486) →OWL+1.0m (後 面) 3.636 m (EL + 11.486) →OWL
操 作 水 深 (閉 時)	:	(前 面) 3.636 m (EL + 11.486) ※水位バランス時の操作 となるため、想定値とする。 (後 面) 3.636 m (EL + 11.486)
敷 高	:	EL + 7.850
開 閉 方 式	:	ワイヤドラムウインチ式 (1M1D)
揚 程	:	11.150 m
主 要 材 質	:	扉 体 : SUS323L 戸 当 り : SUS304N2系 等 (露出部) SM490 等 (埋設部)
水 質	:	外 水 側 : 淡水 内 水 側 : 淡水
余 裕 厚	:	外 水 側 : 片面 0.0 mm (淡水) 内 水 側 : 片面 0.0 mm (淡水)
準 拠 基 準	:	水門・樋門ゲート設計要領 (案) …平成26年1月第4刷発行 ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) …平成28年10月第1版発行



P_s	: 静水圧荷重	…	kN
P_o	: 前面側水圧荷重	…	kN
P_i	: 後面側水圧荷重	…	kN
H_s	: 水密高	…	9.550 m
H_1	: 前面側設計水深	…	9.550 m
H_2	: 前面側扉頂水深	…	0.000 m
H_3	: 後面側設計水深	…	2.944 m
H_4	: 後面側扉頂水深	…	0.000 m
B_s	: 水密幅	…	28.500 m (11.900m)
γ_1	: 前面側水の単位質量	…	9.810 kN/m ³
γ_2	: 後面側水の単位質量	…	9.810 kN/m ³

出典：調査団

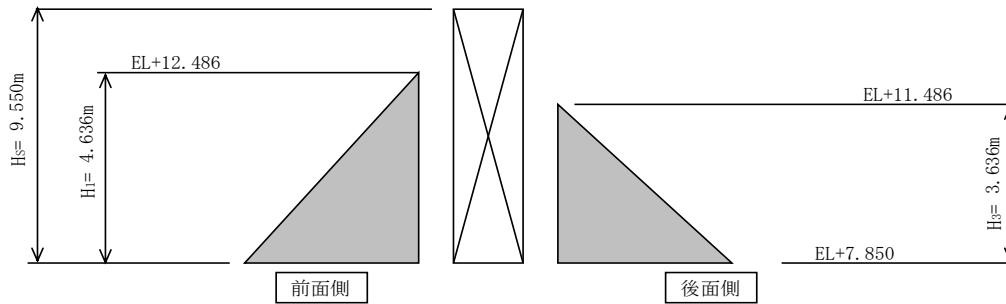
図 7.3.87 荷重モデル図（設計荷重：ケース1）



P_s	: 静水圧荷重	…	kN
P_o	: 前面側水圧荷重	…	kN
P_i	: 後面側水圧荷重	…	kN
H_s	: 水密高	…	9.550 m
H_1	: 前面側設計水深	…	9.550 m
H_2	: 前面側扉頂水深	…	0.000 m
H_3	: 後面側設計水深	…	2.150 m
H_4	: 後面側扉頂水深	…	0.000 m
B_s	: 水密幅	…	28.500 m (=11.900m)
γ_1	: 前面側水の単位質量	…	9.810 kN/m ³
γ_2	: 後面側水の単位質量	…	9.810 kN/m ³

出典：調査団

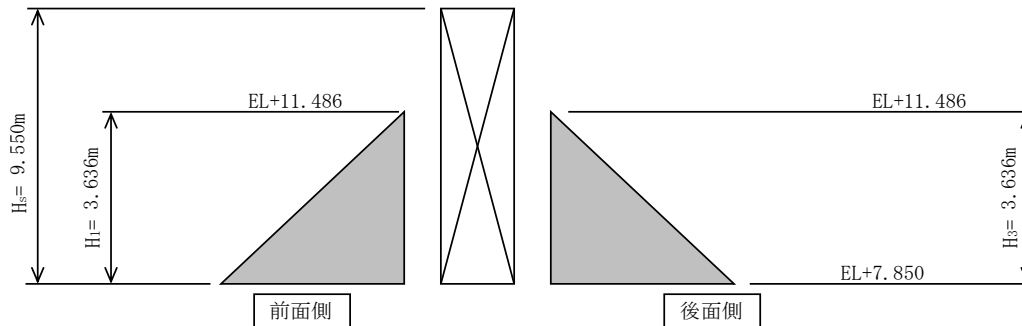
図 7.3.88 荷重モデル図（設計荷重：ケース2）



$P_{S(0)}$: 静水圧荷重 (開時)	…	kN
P_o	: 前面側水圧荷重	…	kN
P_i	: 後面側水圧荷重	…	kN
H_s	: 水密高	…	9.550 m
H_1	: 前面側操作水深	…	4.636 m
H_2	: 前面側扉頂水深	…	0.000 m
H_3	: 後面側操作水深	…	3.636 m
H_4	: 後面側扉頂水深	…	0.000 m
B_s	: 水密幅	…	28.500 m (=11.900m)
γ_1	: 前面側水の単位質量	…	9.810 kN/m ³
γ_2	: 後面側水の単位質量	…	9.810 kN/m ³

出典：調査団

図 7.3.89 荷重モデル図（操作荷重：開時）



P_o	: 前面側水圧荷重	…	kN
P_i	: 後面側水圧荷重	…	kN
H_s	: 水密高	…	9.550 m
H_1	: 前面側操作水深	…	3.636 m ※想定値(水位バランス)
H_2	: 前面側扉頂水深	…	0.000 m
H_3	: 後面側操作水深	…	3.636 m ※想定値(水位バランス)
H_4	: 後面側扉頂水深	…	0.000 m
B_s	: 水密幅	…	28.500 m (=11.900m)
γ_1	: 前面側水の単位質量	…	9.810 kN/m ³
γ_2	: 後面側水の単位質量	…	9.810 kN/m ³

出典：調査団

図 7.3.90 荷重モデル図（操作荷重：閉時）

(2) 予備ゲート

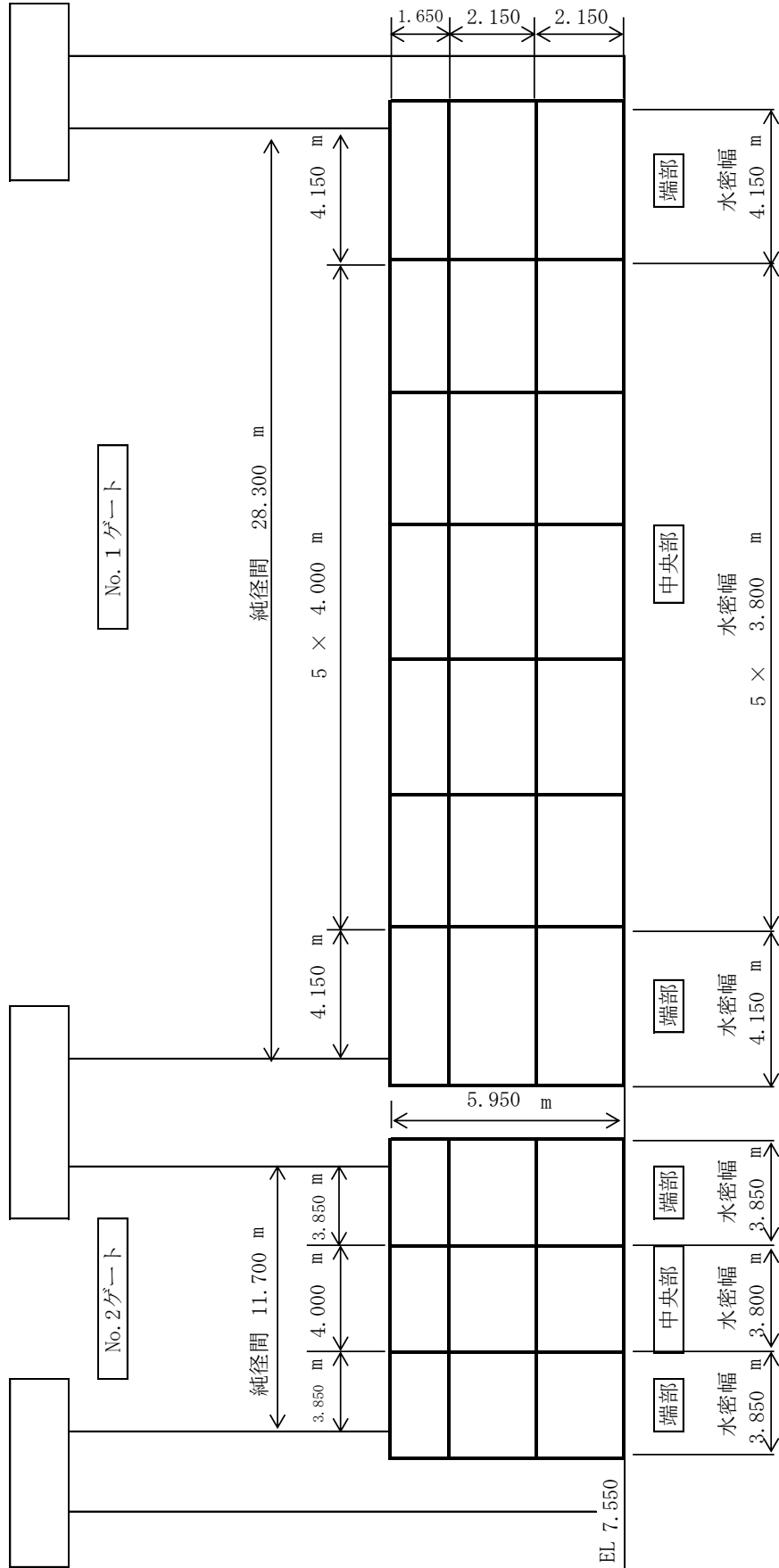
1) 上流側

(1)	形 式	鋼製鉄桁スライドゲート（支柱式角落し）		
(2)	設 置 数	1	門	
(3)	純 径 間			
	NO.1ゲート	28.300	m	（ 7 分割 = 4.150 × 2 葉 + 4.000 × 5 葉 ）
	NO.2ゲート	11.700	m	（ 3 分割 = 3.850 × 2 葉 + 4.000 × 1 葉 ）
(4)	扉 体 高	5.950	m	（ 3 分割 = 2.150 × 2 葉 + 1.650 × 1 葉 ）
(5)	設計水深	上流側	5.850	m （ EL + 13.400 ） →過去5ヶ年最大水位
		下流側	0.000	m （ EL + 7.550 ）
(6)	敷 高	EL +	7.550	
(7)	水 密 方 式	後面3方ゴム水密		
(8)	開 閉 方 式	クレーンによる吊込方式		
(9)	余 裕 厚	0.0 mm		
(10)	た わ み 度	支 間の1/600以下		
(11)	許 容 応 力 度	ダム・堰施設技術基準（案）【修理用ゲート】による。		
(12)	水の単位体積重量	9.81	kN / m ³	
(13)	材 質	扉 体	SM400	
		戸 当	SUS304+SS400	
		支 柱	SM400	

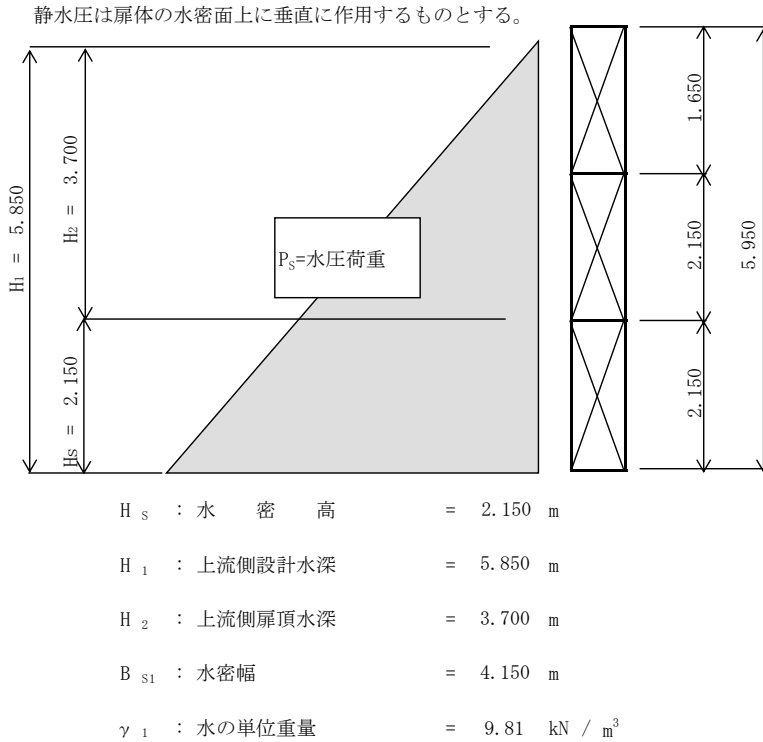
2) 下流側

(1)	形 式	鋼製鋸桁スライドゲート（支柱式角落し）		
(2)	設 置 数	1	門	
(3)	純 径 間			
	NO.1ゲート	28.300	m	（ 7 分割 = 4.150 × 2 葉 + 4.000 × 5 葉 ）
	NO.2ゲート	11.700	m	（ 3 分割 = 3.850 × 2 葉 + 4.000 × 1 葉 ）
(4)	扉 体 高	6.450	m	（ 3 分割 = 2.150 × 3 葉 ）
(5)	設計水深	上流側	6.350	m （ EL + 13.400 ） →過去5ヶ年最大水位
		下流側	0.000	m （ EL + 7.050 ）
(6)	敷 高	EL	+	7.050
(7)	水 密 方 式	後面3方ゴム水密		
(8)	開 閉 方 式	クレーンによる吊込方式		
(9)	余 裕 厚	0.0 mm		
(10)	た わ み 度	支 間の1/600以下		
(11)	許 容 応 力 度	ダム・堰施設技術基準（案）【修理用ゲート】による。		
(12)	水の単位体積重量	9.81	kN / m ³	
(13)	材 質	扉 体	SM400	
		戸 当	SUS304+SS400	
		支 柱	SM400	

<全体配置図>

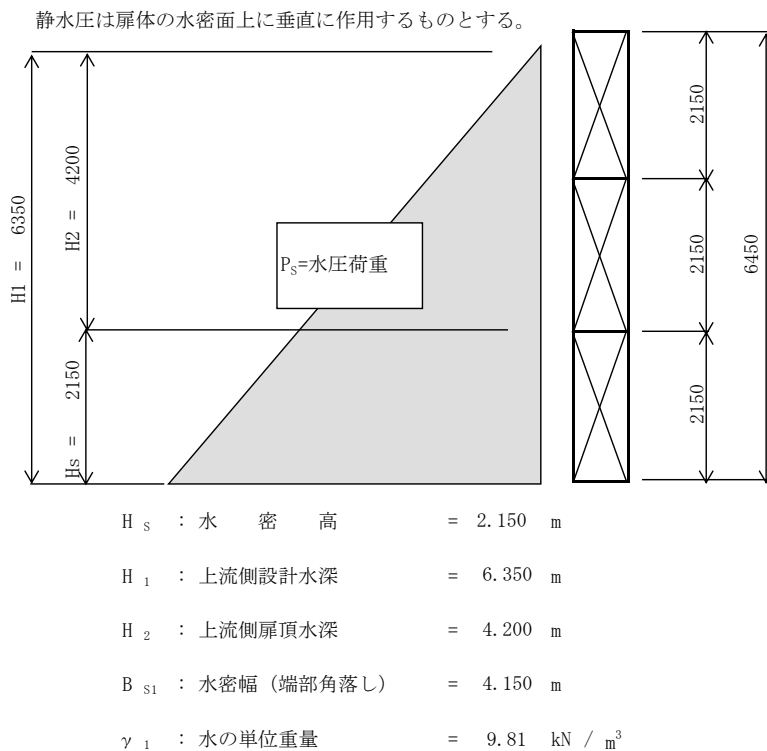


以下の計算は、最大支間であるNo. 1ゲート端部にて行う。
 なお、扉高が異なるため下段（扉高2.150m）、上段（扉高1.650m）にわけて行う。



出典：調査団

図 7.3.91 荷重モデル図（上流側）



出典：調査団

図 7.3.92 荷重モデル図（下流側）

(3) 開閉装置

1) No.1 ゲート

開閉装置には非常時用として自重降下機能を付加する。閉操作の高速化を目的としたものではないため、自重降下速度は「ダム・堰施設技術基準（案）」に記載の目安値のうち最小値である1.0m/minとして計画する⁵。

形 式	2 電動機・2 ドラム・ワイヤロープ巻取式
設 置 数	1台 / 1門
開閉荷重	開閉荷重 $W = 2700 \text{ k N}$ 扉体荷重 $W' = 2600 \text{ k N}$
開閉速度	$V_m = 0.300 \text{ m/min}$ 自重降下速度 $V = 1.000\text{m/min}$
揚 程	常時揚程 11.150 m 休止時揚程 11.450 m 休止上限時揚程 11.550 m 非常上限揚程 11.650 m
操作方式	機側操作
動力電源	220 V 60 H z
ワイヤロープ掛数	8 条 (片側)
減速機	差動歯車減速機 1/500

2) No.2 ゲート

No.1 ゲート同様に自重降下機能を付加する。

⁵ ダム・堰施設技術基準（案）H28.10月 p.43

形 式	1 電動機・1 ドラム・ワイヤロープ巻取式
設 置 数	1 台 / 1 門
開閉荷重	開閉荷重 $W = 610 \text{ k N}$ 扉体荷重 $W' = 570 \text{ k N}$
開閉速度	$V_m = 0.300 \text{ m/min}$ 自重降下速度 $V = 1.000 \text{ m/min}$
揚 程	常時揚程 11.150 m 休止時揚程 11.450 m 休止上限時揚程 11.550 m 非常上限揚程 11.650 m
操作方式	機側操作
動力電源	$220 \text{ V} \quad 60 \text{ H z}$
ワイヤロープ掛数	6 条 (片側)
減速機	差動歯車減速機 $1/400$

7.3.3.2 設計計算

本項では、各施設の計算結果のみを示すものとし、詳細な設計計算は別冊の構造計算書にてとりまとめるものとする。

(1) 本設ゲート

表 7.3.100 No.1 ゲートの計算結果(1)

1-1. 扉体

計算箇所	ケース	計算項目	計算結果		許容値		判定	
シェル部	全閉時	A-応力度	74	N/mm ²	105	N/mm ²	OK	
		B-応力度	74	N/mm ²	105	N/mm ²	OK	
		C-応力度	74	N/mm ²	105	N/mm ²	OK	
		D-応力度	74	N/mm ²	105	N/mm ²	OK	
		E-応力度	80	N/mm ²	119	N/mm ²	OK	
		F-応力度	80	N/mm ²	119	N/mm ²	OK	
	操作時	A-応力度	14	N/mm ²	105	N/mm ²	OK	
		B-応力度	14	N/mm ²	105	N/mm ²	OK	
		C-応力度	7	N/mm ²	105	N/mm ²	OK	
		D-応力度	0	N/mm ²	105	N/mm ²	OK	
		E-応力度	14	N/mm ²	124	N/mm ²	OK	
		F-応力度	8	N/mm ²	124	N/mm ²	OK	
	全閉時	たわみ度（水平方向）	1/918		1/800		OK	
	操作時	たわみ度（水平方向）	1/9185		1/800		OK	
		たわみ度（鉛直方向）	1/49636		1/800		OK	
		たわみ度（合成）	1/9032		1/600		OK	
	-	水平桁の剛性(S2)	3423	cm ⁴	44112	cm ⁴	OK	
		水平桁の剛性(S4)	3037	cm ⁴	44112	cm ⁴	OK	
		水平桁の剛性(S8)	4016	cm ⁴	44112	cm ⁴	OK	
		水平桁の剛性(S6)	3019	cm ⁴	44112	cm ⁴	OK	
せん断応力度と捻れ応力度との合計		72.3	N/mm ²	104	N/mm ²	OK		
スキンプレート	全閉時	曲げ応力度	37	N/mm ²	180	N/mm ²	OK	
	操作時	曲げ応力度	6	N/mm ²	180	N/mm ²	OK	
水平桁	全閉時	曲げ応力度	M _S : 支点間(スキンプレート側)	3	N/mm ²	180	N/mm ²	OK
			M _F : 支点間(F1g側)	8	N/mm ²	173	N/mm ²	OK
			E _S : 支点上(スキンプレート側)	10	N/mm ²	180	N/mm ²	OK
			E _F : 支点上(F1g側)	16	N/mm ²	180	N/mm ²	OK
	操作時	曲げ応力度	M _S : 支点間(スキンプレート側)	1	N/mm ²	180	N/mm ²	OK
			M _F : 支点間(F1g側)	1	N/mm ²	173	N/mm ²	OK
			E _S : 支点上(スキンプレート側)	1	N/mm ²	180	N/mm ²	OK
			E _F : 支点上(F1g側)	2	N/mm ²	180	N/mm ²	OK

出典：調査団

表 7.3.101 No.1 ゲートの計算結果 (2)

1-1. 扉体

計算箇所	ケース	計算項目	計算結果		許容値		判定		
ダイヤフラム	全閉時	曲げ応力度	14	N/mm ²	180	N/mm ²	OK		
		せん断応力度	27	N/mm ²	104	N/mm ²	OK		
	操作時	曲げ応力度	2	N/mm ²	180	N/mm ²	OK		
		せん断応力度	4	N/mm ²	104	N/mm ²	OK		
シェル応力度と 同軸方向応力度 の合計照査	全閉時	応力度 (ダイヤフラム上)	100	N/mm ²	105	N/mm ²	OK		
		応力度 (ダイヤフラム中間)	85	N/mm ²	105	N/mm ²	OK		
	操作時	応力度 (ダイヤフラム上)	17	N/mm ²	105	N/mm ²	OK		
		応力度 (ダイヤフラム中間)	16	N/mm ²	105	N/mm ²	OK		
ダイヤフラムと シェルの合成応 力度照査	全閉時	合成応力度 (中間板部)	81.0	N/mm ²	116	N/mm ²	OK		
		合成応力度 (中央部)	103	N/mm ²	116	N/mm ²	OK		
		合成応力度 (底部)	83.2	N/mm ²	116	N/mm ²	OK		
	操作時	合成応力度 (中間板部)	8.1	N/mm ²	116	N/mm ²	OK		
		合成応力度 (中央部)	14.5	N/mm ²	116	N/mm ²	OK		
		合成応力度 (底部)	14.8	N/mm ²	116	N/mm ²	OK		
主ローラ	全閉時	接触応力度	974	N/mm ²	1030	N/mm ²	OK		
主ローラ軸	全閉時	曲げ応力度	165	N/mm ²	170	N/mm ²	OK		
		せん断応力度	63.2	N/mm ²	100	N/mm ²	OK		
		軸受の面圧	31.7	N/mm ²	45.0	N/mm ²	OK		
ロッカビーム	全閉時	A点	曲げ応力度	51.2	N/mm ²	200	N/mm ²	OK	
			せん断応力度	25.9	N/mm ²	115	N/mm ²	OK	
		B点	曲げ応力度	113	N/mm ²	200	N/mm ²	OK	
			せん断応力度	49.7	N/mm ²	115	N/mm ²	OK	
		C点	せん断応力度	94.9	N/mm ²	115	N/mm ²	OK	
			合成応力度	0.12		1.20		OK	
		軸 a点	曲げ応力度	98.0	N/mm ²	170	N/mm ²	OK	
			せん断応力度	23.4	N/mm ²	100	N/mm ²	OK	
		軸 b点	曲げ応力度	162	N/mm ²	170	N/mm ²	OK	
			せん断応力度	17.3	N/mm ²	100	N/mm ²	OK	
				軸受の面圧	19.3	N/mm ²	45.0	N/mm ²	OK

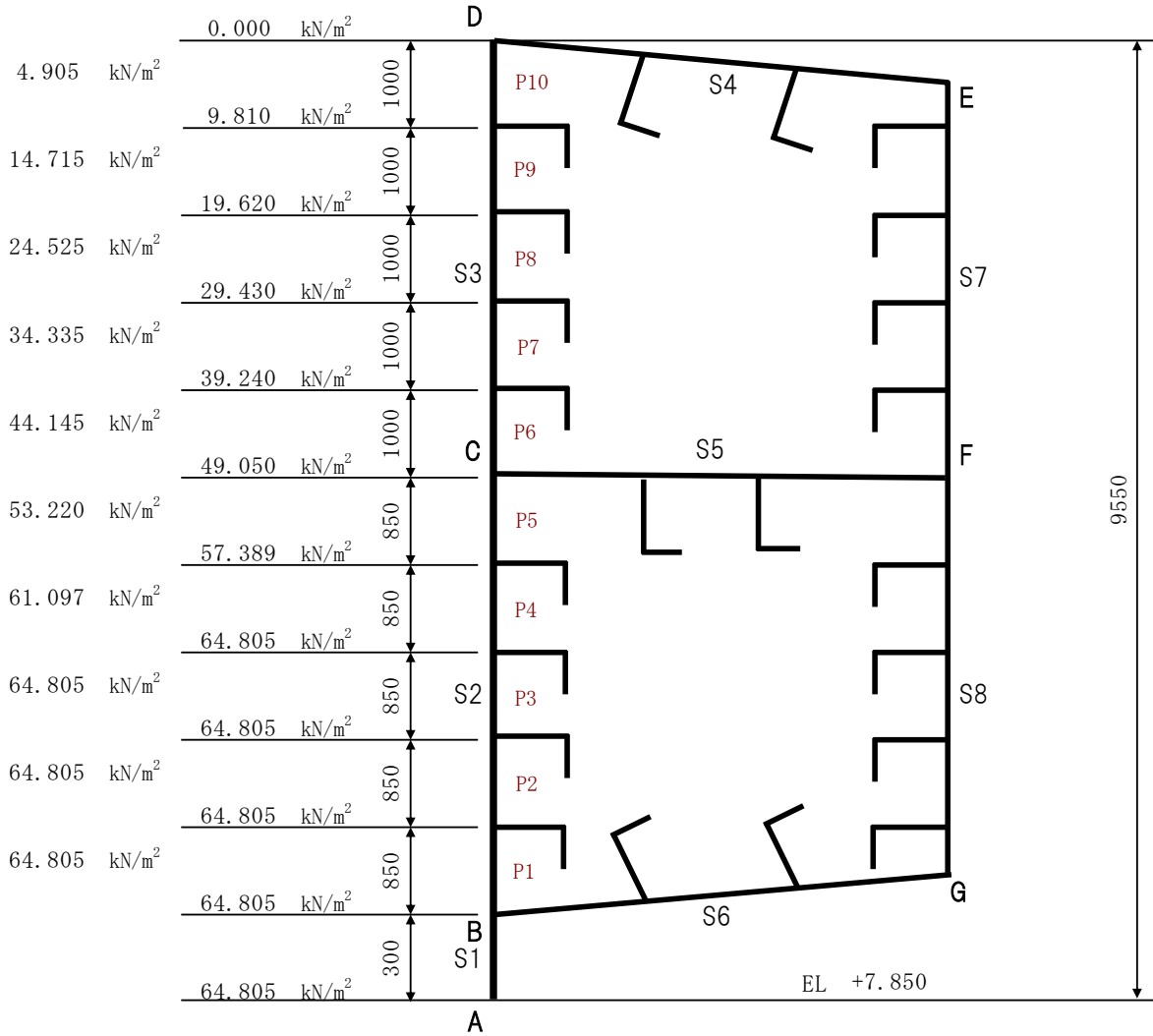
出典：調査団

表 7.3.102 No.1 ゲート戸当りの計算結果

1-2. 戸当り

計算箇所	ケース	計算項目	計算結果		許容値		判定		
ローラレール	全閉時	コンクリート支圧応力度 (最大)	2.05	N/mm ²	5.90	N/mm ²	OK		
		コンクリート剪断応力度 (最大)	0.35	N/mm ²	0.40	N/mm ²	OK		
		ローラレール曲げ応力度 (最大)	115	N/mm ²	150	N/mm ²	OK		
		ローラ踏面板厚	37.2	mm	40.0	mm	OK		
		ローラレール腹板の局部応力度	195	N/mm ²	226	N/mm ²	OK		
		ローラレール底面フランジの曲げ応力度	68.3	N/mm ²	150	N/mm ²	OK		
		底面フランジの合成応力度	160	N/mm ²	165	N/mm ²	OK		
		隣接ローラによるK	K ₁	1.43	N/mm ²	5.90	N/mm ²	OK	
			K ₂	2.05	N/mm ²	5.90	N/mm ²	OK	
				隣接ローラによる曲げ応力度	45.2	N/mm ²	150	N/mm ²	OK
				隣接ローラによる圧縮応力度	2.81	N/mm ²	5.90	N/mm ²	OK

出典：調査団



出典：調査団

図 7.3.93 No.1 ゲート断面形状

表 7.3.103 No.2 ゲートの計算結果

1-1.扉体

計算箇所	計算項目	計算結果	許容値	判定	
上部桁	最大曲げ応力度	84.7 N/mm ²	180 N/mm ²	OK	
	最大剪断応力度	8.79 N/mm ²	104 N/mm ²	OK	
	たわみ度	1/841	1/800	OK	
主 桁	最大曲げ応力度	118.8 N/mm ²	180 N/mm ²	OK	
	最大剪断応力度	30.8 N/mm ²	104 N/mm ²	OK	
	たわみ度	1/836	1/800	OK	
下部桁	最大曲げ応力度	121.6 N/mm ²	180 N/mm ²	OK	
	最大剪断応力度	24.5 N/mm ²	104 N/mm ²	OK	
	たわみ度	1/819	1/800	OK	
スプリート	曲げ応力度	区画:①	106.0 N/mm ²	180 N/mm ²	OK
		区画:②	161 N/mm ²	180 N/mm ²	OK
		区画:③	134 N/mm ²	180 N/mm ²	OK
		区画:④	142 N/mm ²	180 N/mm ²	OK
縦桁	曲げ応力度	区画:①	159.45 N/mm ²	200 N/mm ²	OK
		区画:②	102.93 N/mm ²	200 N/mm ²	OK
		区画:③	81.11 N/mm ²	200 N/mm ²	OK
		区画:④	86.03 N/mm ²	200 N/mm ²	OK
	剪断応力度	区画:①	11.16 N/mm ²	115 N/mm ²	OK
		区画:②	12.81 N/mm ²	115 N/mm ²	OK
		区画:③	12.20 N/mm ²	115 N/mm ²	OK
		区画:④	12.94 N/mm ²	115 N/mm ²	OK
端縦桁 (ロー軸が貫通しない部分)	最大曲げ応力度	圧縮側	150.7 N/mm ²	180 N/mm ²	OK
		引張側	150.7 N/mm ²	180 N/mm ²	OK
	最大剪断応力度	43.7 N/mm ²	104 N/mm ²	OK	
	合成応力度	168.6 N/mm ²	198 N/mm ²	OK	
端縦桁 (ロー軸取付部)	最大曲げ応力度	圧縮側	139.6 N/mm ²	200 N/mm ²	OK
		引張側	139.6 N/mm ²	200 N/mm ²	OK
	最大剪断応力度	76.3 N/mm ²	115 N/mm ²	OK	
	合成応力度	192 N/mm ²	198 N/mm ²	OK	
主ローラ	接触応力度	945 N/mm ²	1030 N/mm ²	OK	
主ローラ軸 (A点)	最大曲げ応力度	158 N/mm ²	170 N/mm ²	OK	
	最大剪断応力度	26.7 N/mm ²	100 N/mm ²	OK	
	合成応力度	165 N/mm ²	187 N/mm ²	OK	
主ローラ軸 (B点)	最大曲げ応力度	159 N/mm ²	170 N/mm ²	OK	
	最大剪断応力度	29.1 N/mm ²	100 N/mm ²	OK	
	合成応力度	167 N/mm ²	187 N/mm ²	OK	
軸受	面圧	18.1 N/mm ²	23.0 N/mm ²	OK	

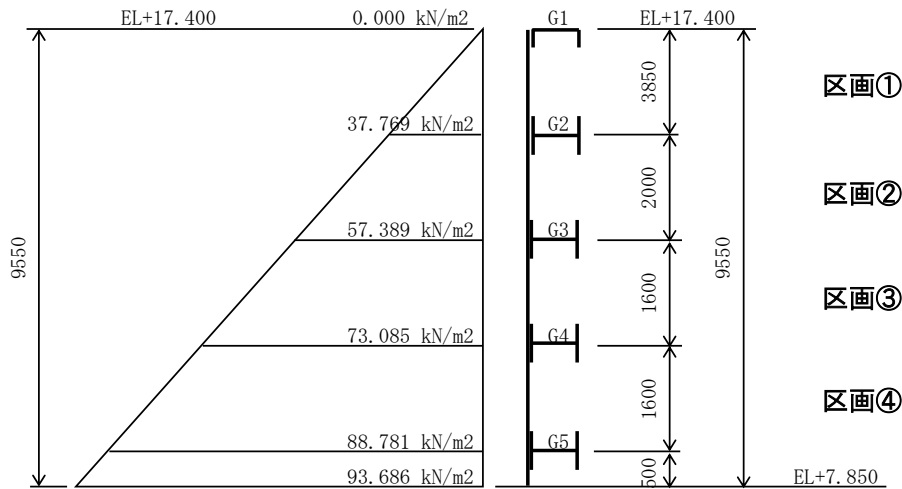
出典：調査団

表 7.3.104 No.2 ゲート戸当りの計算結果

1-2.戸当り

計算箇所	計算項目	計算結果	許容値	判定	
ローラレール	コンクリート支圧応力度	1.54 N/mm ²	5.90 N/mm ²	OK	
	コンクリート剪断応力度	0.27 N/mm ²	0.40 N/mm ²	OK	
	ローラレール曲げ応力度	92.0 N/mm ²	160 N/mm ²	OK	
	ローラ踏面板厚	31.8 mm	35.0 mm	OK	
	ローラレール腹板の局部応力度	221 N/mm ²	240 N/mm ²	OK	
	ローラレール底面フランジの曲げ応力度	52.6 N/mm ²	160 N/mm ²	OK	
	底面フランジの合成応力度	127 N/mm ²	176 N/mm ²	OK	
	隣接ローラによるK	K ₁	1.53 N/mm ²	5.90 N/mm ²	OK
		K ₂	1.54 N/mm ²	5.90 N/mm ²	OK
		隣接ローラによる曲げ応力度	0.81 N/mm ²	160 N/mm ²	OK
		隣接ローラによる圧縮応力度	0.86 N/mm ²	5.90 N/mm ²	OK

出典：調査団



出典：調査団

図 7.3.94 No.2 ゲート断面形状

(2) 予備ゲート

表 7.3.105 上流側予備ゲートの計算結果

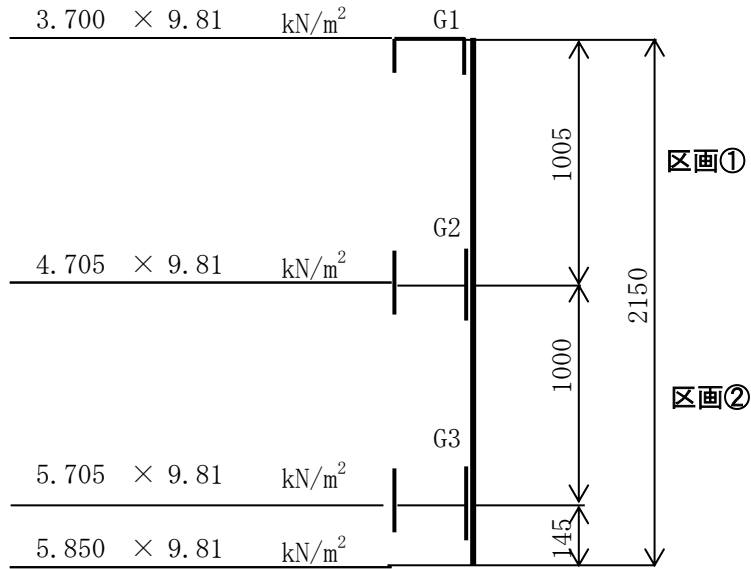
1-1. 扉体

		計算結果	許容値	判定	
下段主桁 (G1)	最大曲げ応力度	97.0 N/mm ²	165 N/mm ²	OK	
	最大剪断応力度	13.8 N/mm ²	105 N/mm ²	OK	
	たわみ度	1/852	1/600	OK	
下段主桁 (G2)	最大曲げ応力度	136.0 N/mm ²	180 N/mm ²	OK	
	最大剪断応力度	32.1 N/mm ²	105 N/mm ²	OK	
	たわみ度	1/606	1/600	OK	
下段主桁 (G3)	最大曲げ応力度	126.0 N/mm ²	176 N/mm ²	OK	
	最大剪断応力度	24.0 N/mm ²	105 N/mm ²	OK	
	たわみ度	1/651	1/600	OK	
上段主桁 (G1)	最大曲げ応力度	17.0 N/mm ²	180 N/mm ²	OK	
	最大剪断応力度	4.1 N/mm ²	105 N/mm ²	OK	
	たわみ度	1/4782	1/600	OK	
上段主桁 (G2)	最大曲げ応力度	22.0 N/mm ²	176 N/mm ²	OK	
	最大剪断応力度	4.1 N/mm ²	105 N/mm ²	OK	
	たわみ度	1/3825	1/600	OK	
下段スパンレート	曲げ応力度	区画:①	114.0 N/mm ²	180 N/mm ²	OK
		区画:②	140.0 N/mm ²	180 N/mm ²	OK
上段スパンレート	曲げ応力度	区画:③	8.0 N/mm ²	180 N/mm ²	OK
		区画:④	12.0 N/mm ²	180 N/mm ²	OK
下段縦桁	曲げ応力度	区画:①	15.6 N/mm ²	111 N/mm ²	OK
		区画:②	19.1 N/mm ²	111 N/mm ²	OK
	剪断応力度	区画:①	3.3 N/mm ²	105 N/mm ²	OK
		区画:②	4.1 N/mm ²	105 N/mm ²	OK
上段縦桁	曲げ応力度	区画:③	0.9 N/mm ²	123 N/mm ²	OK
		区画:④	0.7 N/mm ²	141 N/mm ²	OK
	剪断応力度	区画:③	0.2 N/mm ²	105 N/mm ²	OK
		区画:④	0.2 N/mm ²	105 N/mm ²	OK
下段支圧板	支圧応力度	9.9 N/mm ²	225 N/mm ²	OK	
上段支圧板	支圧応力度	1.2 N/mm ²	225 N/mm ²	OK	

1-2. 戸当り

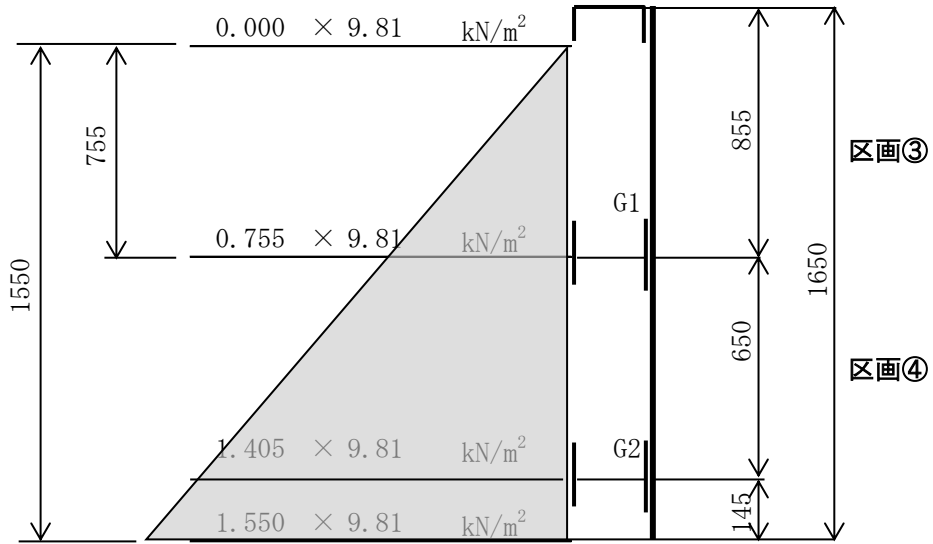
		計算結果	許容値	判定
支柱	コンクリート支圧応力度	2.40 N/mm ²	5.90 N/mm ²	OK
	コンクリート剪断応力度	0.28 N/mm ²	0.40 N/mm ²	OK
	支柱曲げ応力度	75.8 N/mm ²	152 N/mm ²	OK
	支柱剪断応力度	62.4 N/mm ²	105 N/mm ²	OK
	支柱たわみ度	1/1618	1/600	OK
	斜材軸方向引張応力度	75.9 N/mm ²	180 N/mm ²	OK
	固定部アンカー剪断応力度	77.7 N/mm ²	90 N/mm ²	OK
	固定部アンカー引張応力度	120.0 N/mm ²	150 N/mm ²	OK

出典：調査団



出典：調査団

図 7.3.95 断面形状（下段）



出典：調査団

図 7.3.96 断面形状（上段）

表 7.3.106 下流側予備ゲートの計算結果

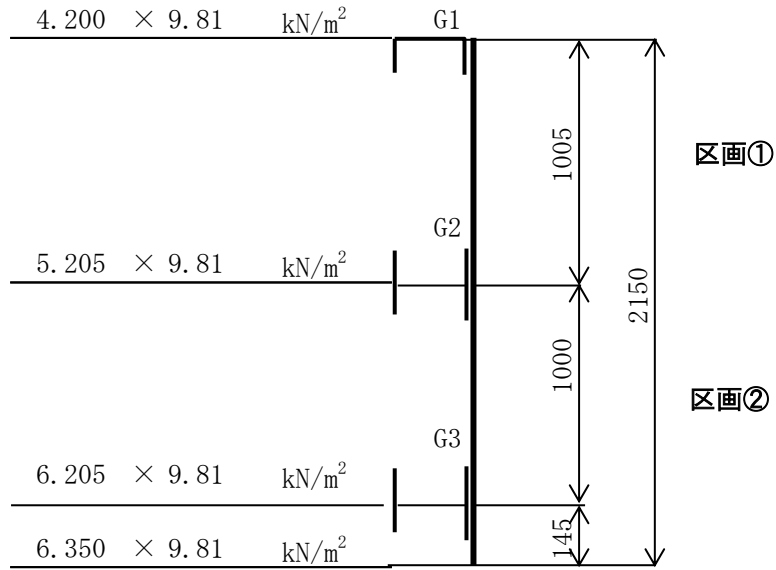
1-1.扉体

		計算結果	許容値	判定	
主桁 (G1)	最大曲げ応力度	108.0 N/mm ²	165 N/mm ²	OK	
	最大剪断応力度	15.5 N/mm ²	105 N/mm ²	OK	
	たわみ度	1/758	1/600	OK	
主桁 (G2)	最大曲げ応力度	122.0 N/mm ²	180 N/mm ²	OK	
	最大剪断応力度	36.2 N/mm ²	105 N/mm ²	OK	
	たわみ度	1/677	1/600	OK	
主桁 (G3)	最大曲げ応力度	113.0 N/mm ²	176 N/mm ²	OK	
	最大剪断応力度	26.7 N/mm ²	105 N/mm ²	OK	
	たわみ度	1/726	1/600	OK	
スプレート	曲げ応力度	区画:①	127.0 N/mm ²	180 N/mm ²	OK
		区画:②	153.0 N/mm ²	180 N/mm ²	OK
縦桁	曲げ応力度	区画:①	17.5 N/mm ²	111 N/mm ²	OK
		区画:②	21.0 N/mm ²	111 N/mm ²	OK
	剪断応力度	区画:①	3.7 N/mm ²	105 N/mm ²	OK
		区画:②	4.5 N/mm ²	105 N/mm ²	OK
支圧板	支圧応力度	10.7 N/mm ²	225 N/mm ²	OK	

1-2.戸当り

		計算結果	許容値	判定
支柱	コンクリート支圧応力度	2.60 N/mm ²	5.90 N/mm ²	OK
	コンクリート剪断応力度	0.31 N/mm ²	0.40 N/mm ²	OK
	支柱曲げ応力度	92.6 N/mm ²	149 N/mm ²	OK
	支柱剪断応力度	74.2 N/mm ²	105 N/mm ²	OK
	支柱たわみ度	1/1190	1/600	OK
	斜材軸方向引張応力度	79.8 N/mm ²	114 N/mm ²	OK
	固定部アンカー剪断応力度	63.3 N/mm ²	90 N/mm ²	OK
	固定部アンカー引張応力度	81.0 N/mm ²	150 N/mm ²	OK

出典：調査団



出典：調査団

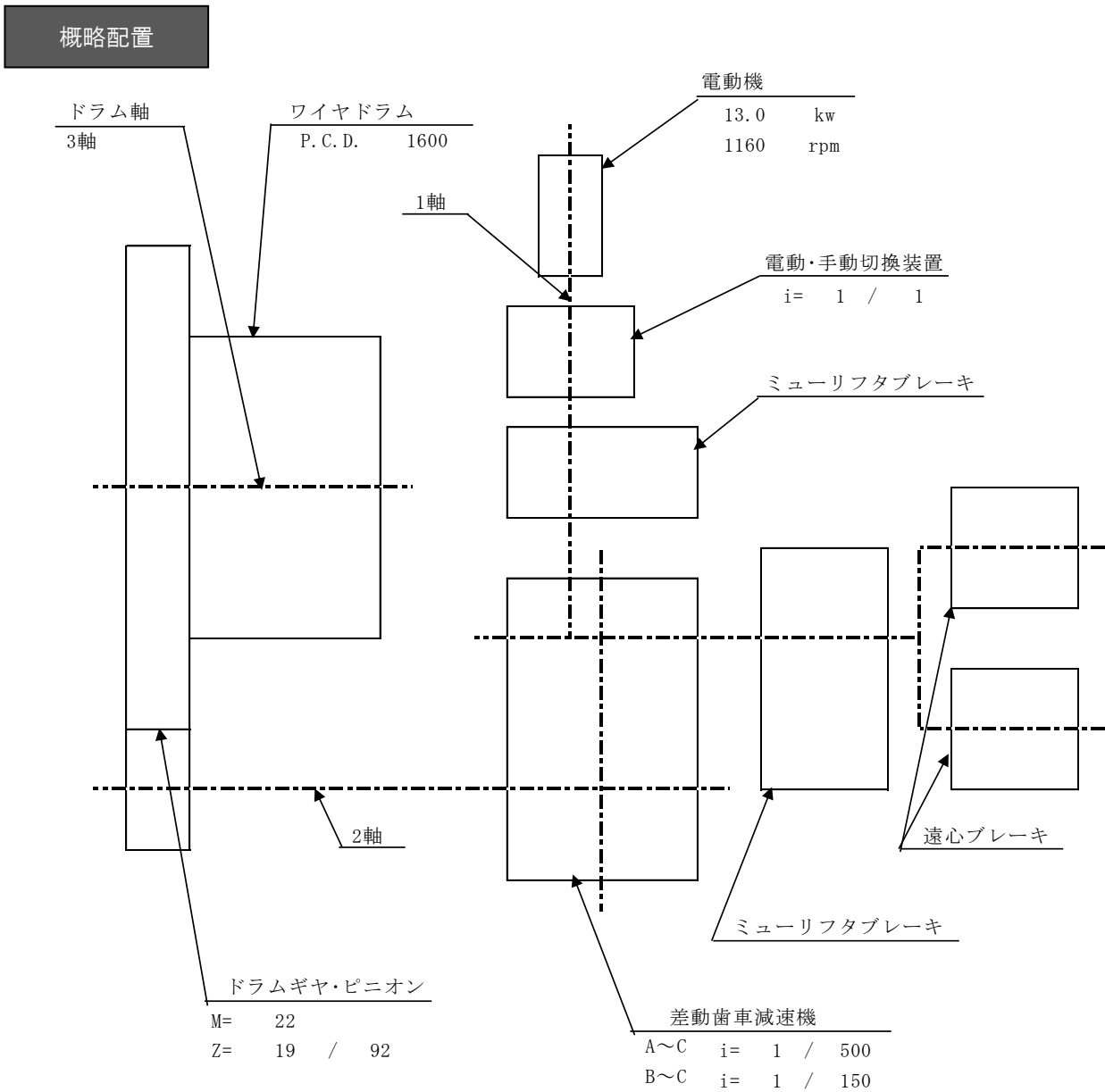
図 7.3.97 断面形状

(3) 開閉装置

表 7.3.107 No.1 ゲート開閉装置の計算結果

		計算結果	許容値	判定	
電動機	電動機出力	12.4 kw	13.0 kw	OK	
油圧押し式ブレーキ	安全率（電動操作時）	1.94	1.50	OK	
ワイヤロープ	安全率（開閉荷重から）	8.37	8.00	OK	
	電動機出力(最大トルク)からの張力	658205 N	982800 N	OK	
ワイヤドラム	ドラム径(ロープ径に対する倍率)	28.6	19.0	OK	
ワイヤシーブ	シーブ径(ロープ径に対する倍率)	17.9	17.0	OK	
ワイヤドラム	ドラム板厚	44.8 mm	47.0 mm	OK	
ロープ押金物	締付ボルトの許容締付力	80448 N	108744 N	OK	
	ロープ押金物の曲げ応力	78.1 N/mm ²	98.0 N/mm ²	OK	
油圧押し式ブレーキ	トルク（自重降下装置）	527 N・m	617 N・m	OK	
歯車	定格トルク時 安全率	ピニオン	7.51	5.00	OK
		ドラムギヤ	9.04	5.00	OK
	最大トルク時 安全率	ピニオン	2.30	1.00	OK
		ドラムギヤ	2.75	1.00	OK
面圧強度 安全率	ピニオン/ドラムギヤ	1.03	1.00	OK	
ドラム軸	定格トルク時 安全率	曲げ応力	8.62	5.00	OK
		せん断応力	63.1	8.70	OK
	最大トルク時 応力度	曲げ応力	165 N/mm ²	311 N/mm ²	OK
		せん断応力	22.6 N/mm ²	179 N/mm ²	OK
	軸受C	定格トルク時 面圧	5.25 N/mm ²	6.00 N/mm ²	OK
		最大トルク時 面圧	13.1 N/mm ²	28.0 N/mm ²	OK
軸受D	定格トルク時 面圧	4.57 N/mm ²	6.00 N/mm ²	OK	
	最大トルク時 面圧	11.4 N/mm ²	28.0 N/mm ²	OK	
フリートアングル	全閉時	2.94°	4.00°	OK	
	最大揚程時	0.94°	4.00°	OK	

出典：調査団



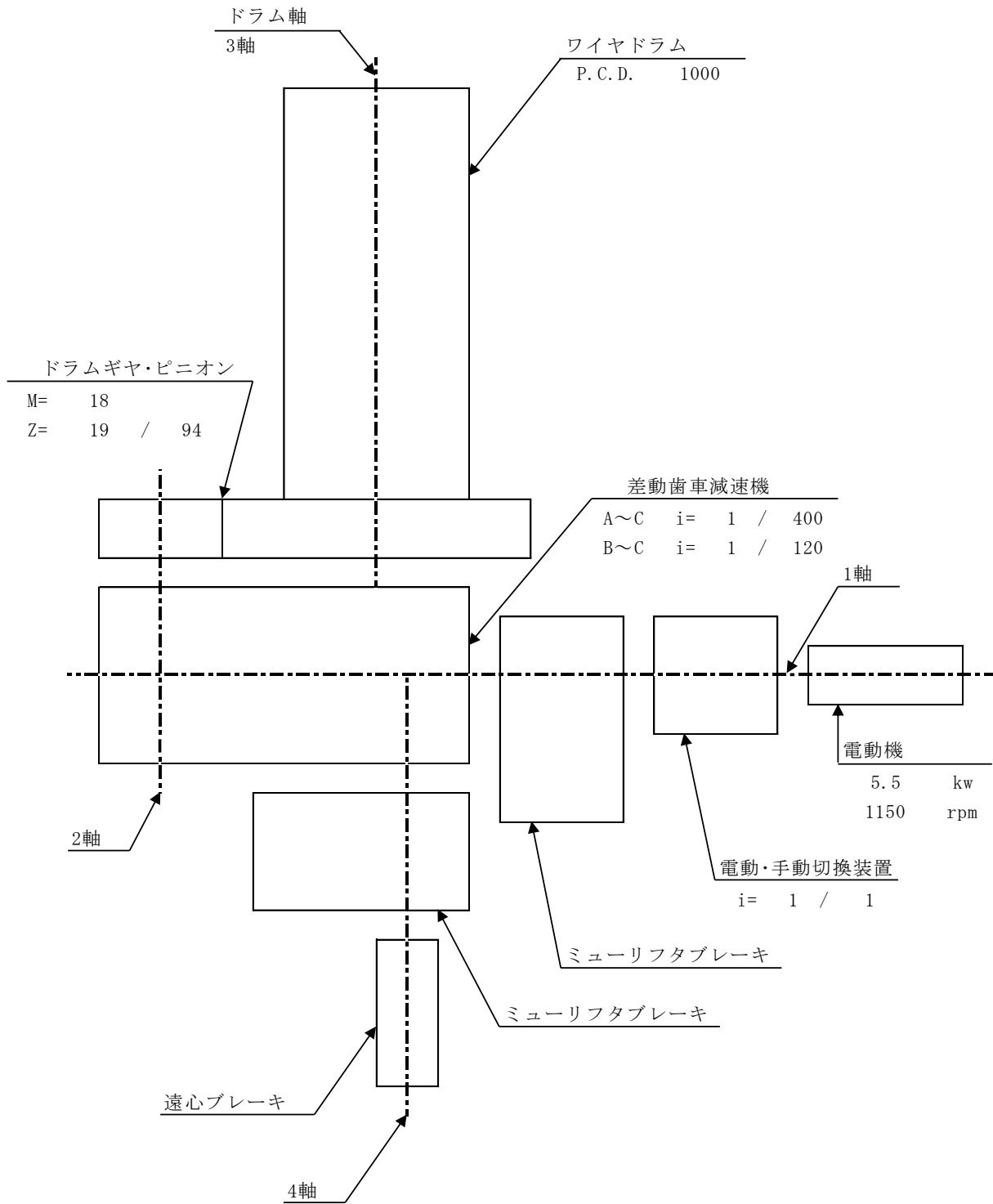
出典：調査団

図 7.3.98 No. 2 ゲート開閉装置概略配置

表 7.3.108 No.2 ゲート開閉装置の計算結果

		計算結果	許容値	判定	
電動機	電動機出力	5.18 kw	5.50 kw	OK	
油圧押し式ブレーキ	安全率（電動操作時）	2.14	1.50	OK	
ワイヤロープ	安全率（開閉荷重から）	8.61	8.00	OK	
	電動機出力(最大トルク)からの張力	181971 N	302445 N	OK	
ワイヤドラム	ドラム径(ロープ径に対する倍率)	31.7	19.0	OK	
ワイヤシーブ	シーブ径(ロープ径に対する倍率)	18.1	17.0	OK	
ワイヤドラム	ドラム板厚	21.20 mm	25.00 mm	OK	
ロープ押金物	締付ボルトの許容締付力	22241 N	35152 N	OK	
	ロープ押金物の曲げ応力	47.9 N/mm ²	98.0 N/mm ²	OK	
油圧押し式ブレーキ	トルク（自重降下装置）	225 N・m	294 N・m	OK	
歯車	定格トルク時 安全率	ピニオン	13.0	5.00	OK
		ドラムギヤ	15.6	5.00	OK
	最大トルク時 安全率	ピニオン	3.99	1.00	OK
		ドラムギヤ	4.73	1.00	OK
面圧強度 安全率	ピニオン/ドラムギヤ	1.23	1.00	OK	
フリートアングル	全閉時	2.11°	4.00°	OK	
	最大揚程時	1.07°	4.00°	OK	

出典：調査団



出典：調査団

図 7.3.99 No.2 ゲート開閉装置概略配置

7.3.3.3 操作室内配置

(1) 操作室内構成機器

操作室内にはNo.1ゲートの開閉装置関連機器とNo.2ゲートの開閉装置関連機器が配置されることとなる。No.1ゲートは2M2D形式であることから、端部と中央どちらにも開閉装置本体が配置されることとなる。端部操作室と中央操作室に配置される機器構成を表7.3.109に示す。

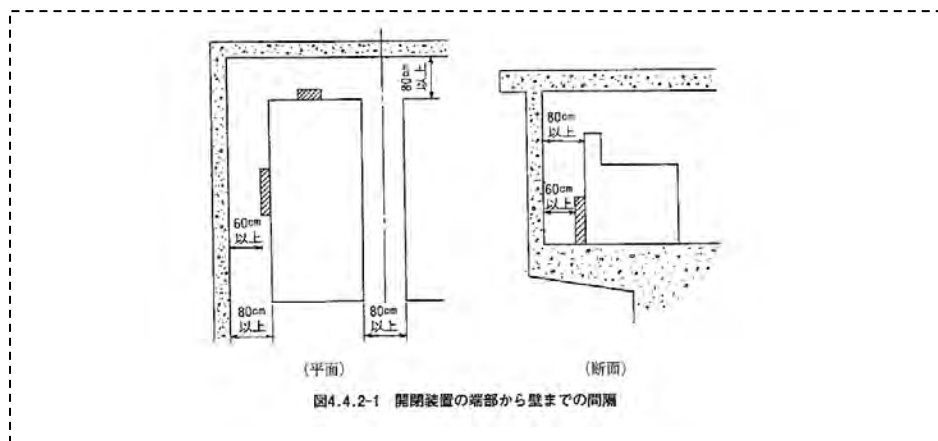
表 7.3.109 操作室内構成機器

端部操作室 (No.1 ゲート側)	中央操作室	端部操作室 (No.2 ゲート側)
No.1 ゲート開閉装置	No.1 ゲート開閉装置	No.2 ゲート開閉装置
<ul style="list-style-type: none"> ・ワイヤドラム ・ワイヤシーブ ・ワイヤ端末装置 ・電動機 ・電動手動切替装置 ・遠心ブレーキ ・ミューリフタブレーキ ・歯車減速機 ・ドラムギヤ、ピニオンギヤ ・休止装置 ・制限開閉器 ・開度計 ・機側操作盤 	<ul style="list-style-type: none"> ・ワイヤドラム ・ワイヤシーブ ・ワイヤ端末装置 ・電動機 ・電動手動切替装置 ・遠心ブレーキ ・ミューリフタブレーキ ・歯車減速機 ・休止装置 ・制限開閉器 ・開度計 ・非常上限検出装置 	<ul style="list-style-type: none"> ・ワイヤドラム ・ワイヤシーブ ・電動機 ・電動手動切替装置 ・遠心ブレーキ ・ミューリフタブレーキ ・歯車減速機 ・ドラムギヤ、ピニオンギヤ ・休止装置 ・制限開閉器 ・開度計 ・機側操作盤
	No.2 ゲート開閉装置	
	<ul style="list-style-type: none"> ・ワイヤシーブ ・ワイヤ端末装置 ・休止装置 	

出典：調査団

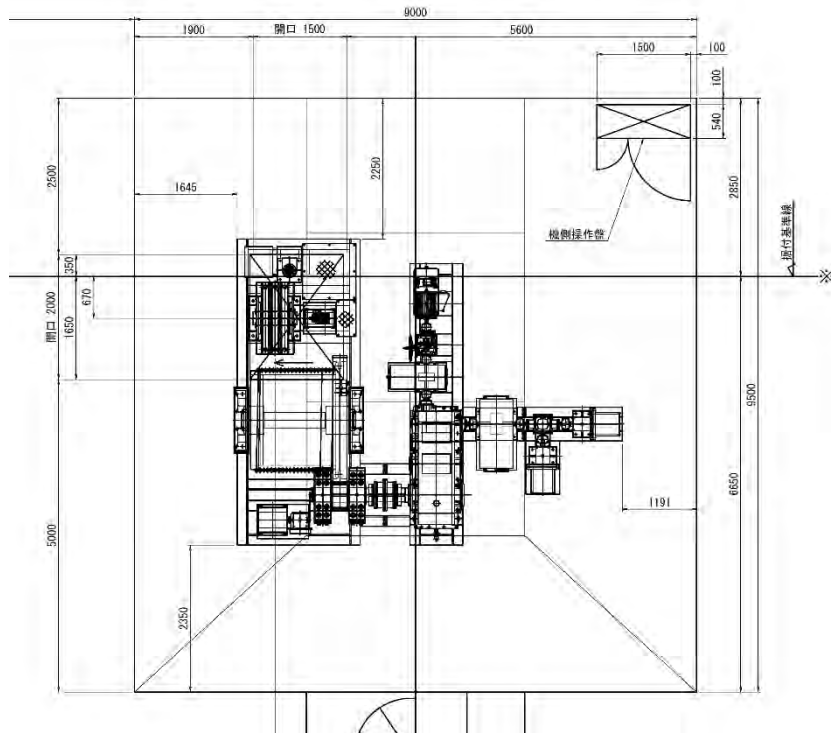
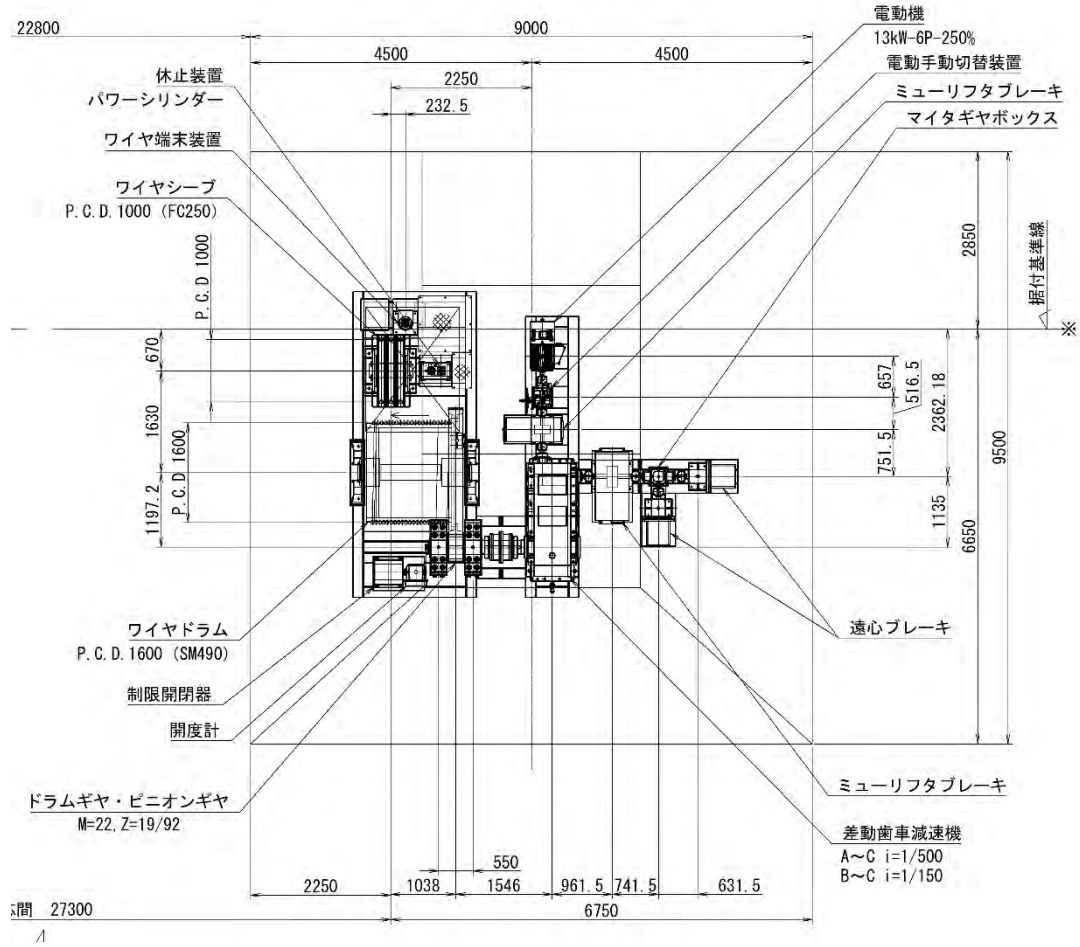
(2) 操作室内配置

操作室内の配置は、「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき点検・整備作業を考慮し必要なスペースを確保するものとする。各操作台の機器配置図を図7.3.101～図7.3.103に示す。



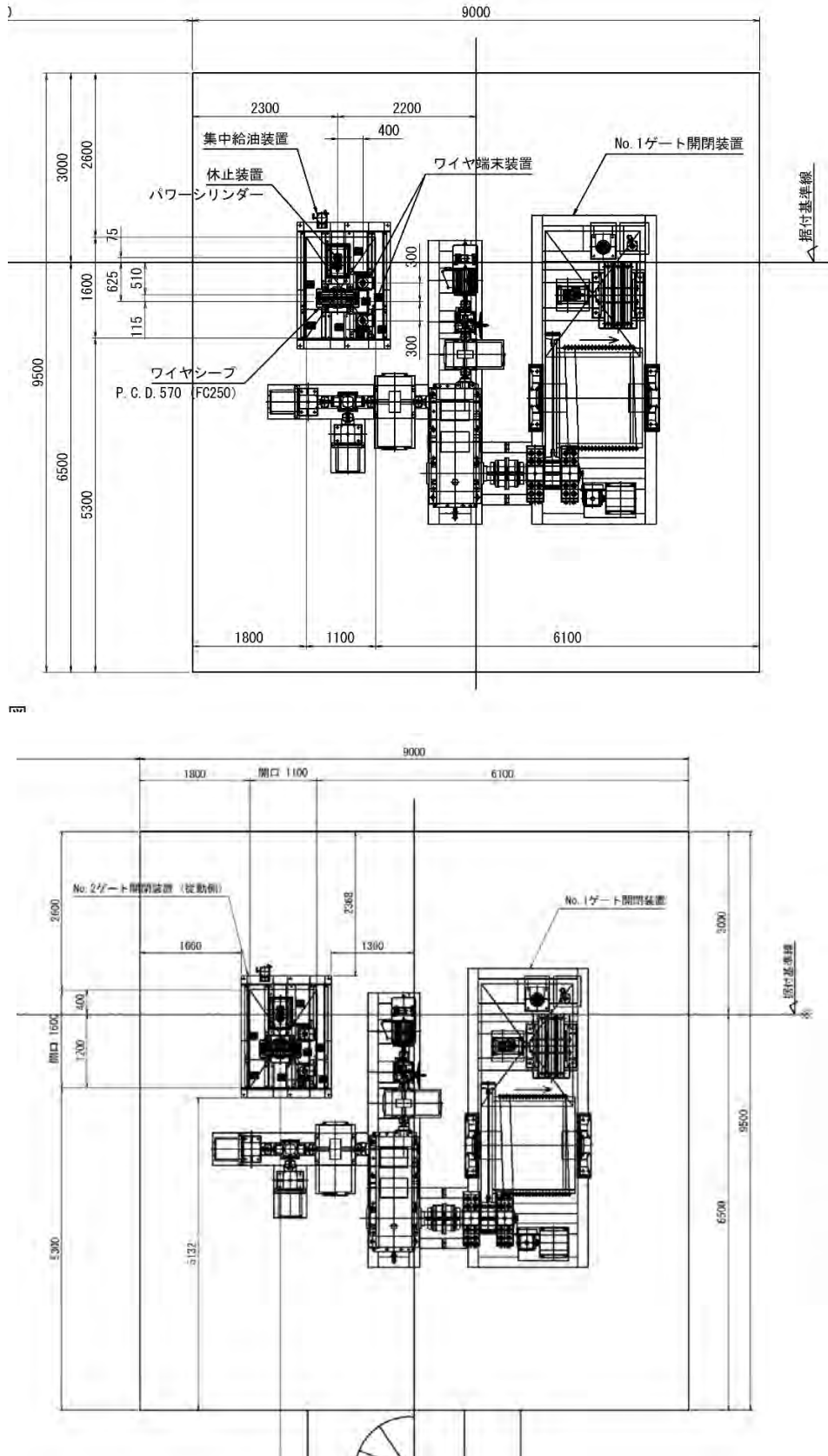
出典：ダム・堰施設技術基準（案）H23.7月 p.587,588

図 7.3.100 操作室のスペース



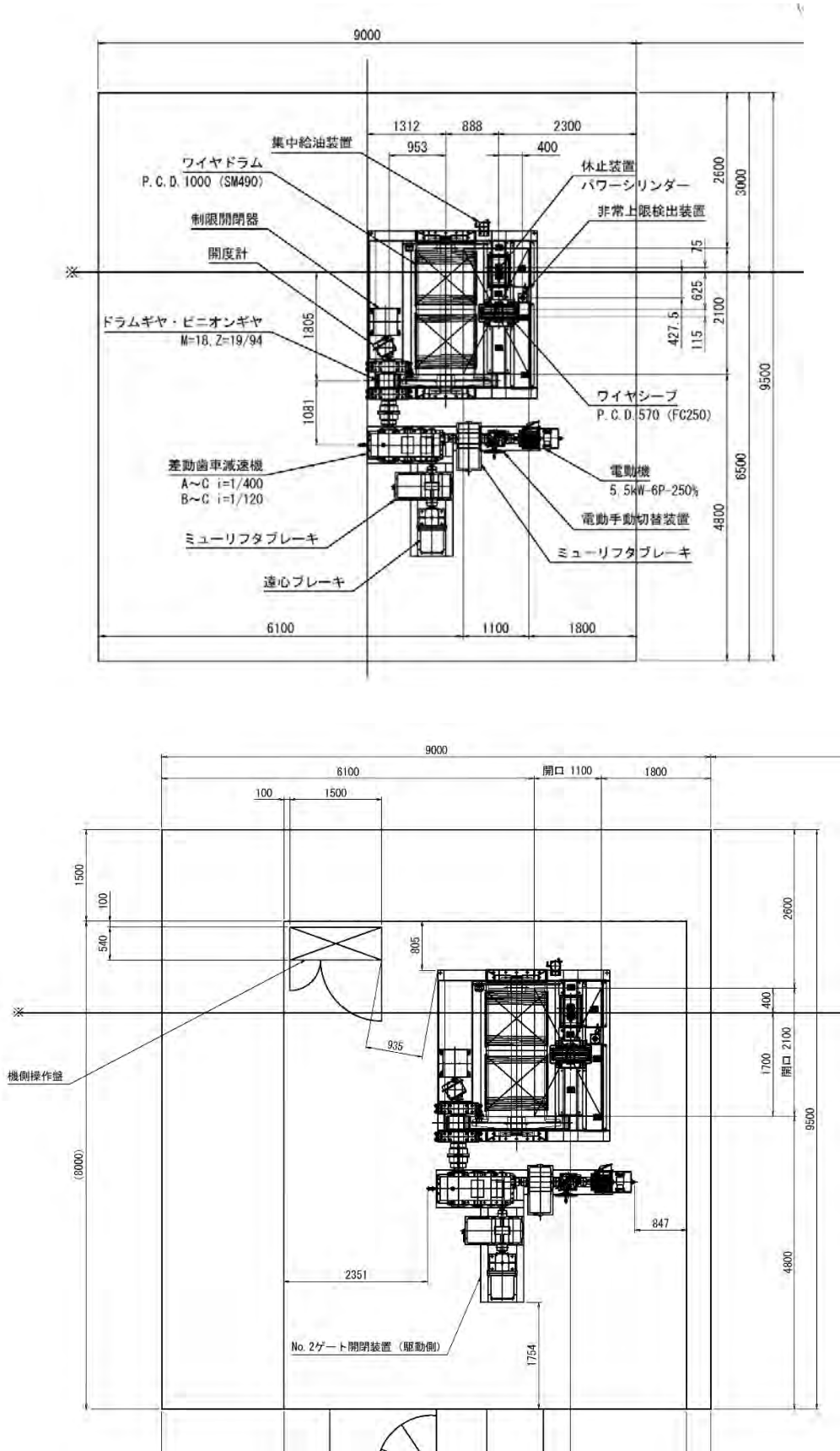
出典：調査団

図 7.3.101 端部操作室配置図 (No.1 ゲート側)



出典：調査団

図 7.3.102 中央操作室配置図



出典：調査団

図 7.3.103 端部操作室配置図 (No. 2 ゲート側)

7.3.3.4 ゲート設備の仕様

基本設計および以上の検討に基づき整理したゲート設備の主要な仕様を以下に示す。

(1) 水門設備（扉体、戸当り）

1) No.1 ゲート

ゲート形式	シェル構造二相ステンレス製ローラーゲート		
純径間×有効高	純径間 28.30m × 有効高 9.55m		
門数	1 門		
設計水深	(川側)	EL +17.400	(計画高水位)
	(海側)	EL +10.794	(平水位)
操作水深 (開時)	(川側)	EL +12.486	(分流開始水位 - 1m)
	(海側)	EL +11.486	(分流開始水位)
操作水深 (閉時)	(川側)	EL +11.486	(分流開始水位)
	(海側)	EL +11.486	(分流開始水位)
敷高	(計画)	EL +7.850	
水密構造	前面3方ゴム水密		
操作方法	機側操作及び遠方操作		
準拠基準	ダム・堰施設技術基準（案） 水門・樋門設計要領（案） ゲート用開閉装置（機械式）設計要領（案）		

2) No.2 ゲート

ゲート形式	プレートガーダー構造二相ステンレス製ローラーゲート		
純径間×有効高	純径間 11.70m × 有効高 9.55m		
門数	1 門		
設計水深	(川側)	EL +17.400	(計画高水位)
	(海側)	EL +10.794	(平水位)
操作水深 (開時)	(川側)	EL +12.486	(分流開始水位 - 1m)
	(海側)	EL +11.486	(分流開始水位)
操作水深 (閉時)	(川側)	EL +11.486	(分流開始水位)
	(海側)	EL +11.486	(分流開始水位)
敷高	(計画)	EL +7.850	
水密構造	前面3方ゴム水密		
操作方法	機側操作及び遠方操作		
準拠基準	ダム・堰施設技術基準（案） 水門・樋門設計要領（案） ゲート用開閉装置（機械式）設計要領（案）		

(2) 水門設備（開閉装置）

1) No.1 ゲート

開閉装置形式	2M2Dワイヤロープウインチ式	
定格開能力	2650 KN、	
設置数	1 台	
付加機能	自重降下機能	有り
	休止フック	有り
通常揚程	常時 H1	11.150m
	休止時 H2	11.450m
開閉速度	電動機使用時	0.30 m/min 程度
	自重降下時	1.00 m/min 程度
ワイヤロープ	JIS 6×37 G種メッキ	
電源	AC 200V-50Hz	
準拠基準	ダム・堰施設技術基準（案） 水門・樋門設計要領（案） ゲート用開閉装置（機械式）設計要領（案）	

2) No.2 ゲート

開閉装置形式	1M1Dワイヤロープウインチ式	
定格開能力	610 KN、	
設置数	1 台	
付加機能	自重降下機能	有り
	休止フック	有り
通常揚程	常時 H1	11.150m
	休止時 H2	11.450m
開閉速度	電動機使用時	0.30 m/min 程度
	自重降下時	1.00 m/min 程度
ワイヤロープ	JIS 6×37 G種メッキ	
電源	AC 220V-60Hz	
準拠基準	ダム・堰施設技術基準（案） 水門・樋門設計要領（案） ゲート用開閉装置（機械式）設計要領（案）	

(3) 電気設備（機側操作盤）

操作盤形式	鋼板製屋内閉鎖自立型
設置数	1 面
概略外形寸法	幅：1.000m × 高さ：2.000m × 奥行き：0.500m
準拠基準	ダム・堰施設技術基準（案） 水門・樋門設計要領（案）

(4) 予備ゲート設備（上流側）

形式	プレートガーダー構造鋼製スライド（支柱式角落し）	
純径間（扉体幅）	純径間 28.30m（4.15m×2葉+4.00m×5葉）	
	純径間 11.70m（3.85m×2葉+4.00m×1葉）	
有効高（扉体高）	有効高 5.95m（2.15m×2葉+1.65m×1葉）	
門数	9葉（No.2ゲート1門分）	
	21葉（No.1ゲート1門分）	
設計水深	（前面）	EL +13.400（HWL）
	（後面）	EL +7.550（敷高）
敷高	（計画）	EL +7.550
水密構造	後面3方ゴム水密	
開閉方法	クレーンによる吊込方式	
準拠基準	ダム・堰施設技術基準（案） 水門・樋門設計要領（案）	

(5) 予備ゲート設備（下流側）

形 式	プレートガーダー構造鋼製スライド（支柱式角落し）	
純 径 間（扉 体 幅）	純径間 28.30m（4.15m×2 葉+4.00m×5 葉）	
	純径間 11.70m（3.85m×2 葉+4.00m×1 葉）	
有 効 高（扉 体 高）	有効高 6.45m（2.15m×3 葉）	
門 数	9 葉（No.2 ゲート 1 門分）	
	21 葉（No.1 ゲート 1 門分）	
設 計 水 深	（前面）	EL +13.400（HWL）
	（後面）	EL +7.050（敷高）
敷 高	（計画）	EL +7.050
水 密 構 造	後面 3 方ゴム水密	
開 閉 方 法	クレーンによる吊込方式	
準 拠 基 準	ダム・堰施設技術基準（案）	
	水門・樋門設計要領（案）	

7.3.4 建築施設設計

7.6 建築設備詳細設計に 3 施設の建築施設、建築機械設備、建築電気設備等の詳細設計について整理する。

7.3.5 情報設備詳細設計

7.3.5.1 情報設備設計条件の整理

情報設備設計にあたり、第 6 章においてとりまとめた基本設計から設計条件を以下にまとめる。

表 7.3.110 設計条件一覧

対象施設	設備区分	設置機器	設計条件・留意事項	設置数量
MCGS	計装設備	水位計	的確なゲート操作を行うためゲート上流側及び下流側において水位を計測する 水位は、レベル計測とする	水位計 4 基 観測装置 1 基
	警報設備	サイレン スピーカー 集音マイク 回転灯	ゲート操作時の安全周知のために設置する	サイレン 1 基 スピーカー 4 基 集音マイク 4 基 回転灯 2 基 制御装置 1 基
	監視設備	CCTV カメラ	ゲート上・下流及びゲート開閉状況確認のためカメラ装置を設置する 夜間監視にも対応できるように被写体最低照度の低い製品を採用し、照明設備（投光器）は設置しない	カメラ装置 4 基
	管理設備	監視制御設備	上下流水位及び CCTV カメラ映像と合わせ監視・制御を行う 発電機棟での監視制御の他、監視・制御に必要となる情報を EFCOS に伝送する	伝送装置 ネットワーク機器

出典：調査団

7.3.5.2 計装設備（水位観測設備）設計

(1) 計装設備（水位観測設備）の検討

1) 水位観測方式

水位計による水位計測には以下の方法があり、それぞれの特徴を以下にまとめる。

- (a) フロート式水位計
- (b) リードスイッチ式水位計
- (c) 水圧式（水晶水圧式）水位計
- (d) 超音波水位計・電波式水位計

(i) フロート式水位計

フロートを水面に浮かべ、その上下の動きをプールの回転を介して、水位計の内部機構によって水平軸の動きあるいは角度に変え、記録して水位を計測する。

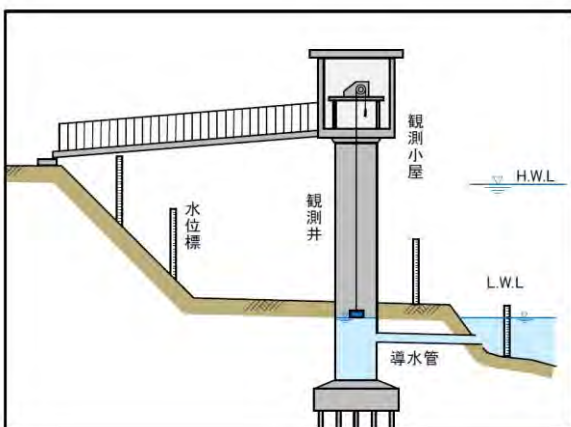
フロート式水位計の基本構成は以下の通りであり、Sto. Nino 地点等において設置・運用されている。

【製造メーカーにより構成が定まる機器類】

- 計測機器（フロート式水位計）
- 観測井
- 導水管
- 管理橋

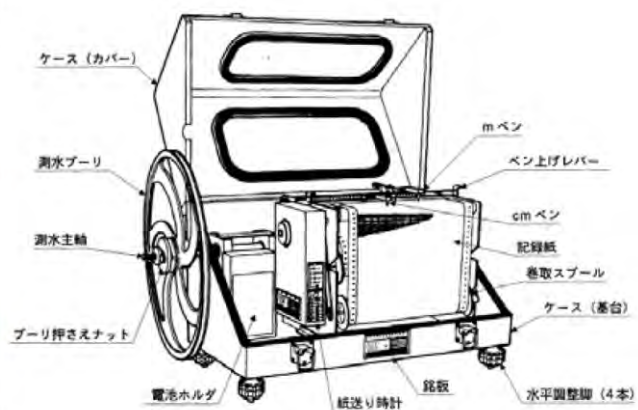
【水位計機種によらない共通事項】

- 自動記録装置
- 自動データ伝送装置（テレメータ等）
- 電源装置（商用電源、太陽電池等）
- 観測小屋（局舎）
- 水位標
- 標識



出典：調査団

図 7.3.104 フロート式水位計イメージ図



出典：調査団

図 7.3.105 フロート式水位計の機構図



出典：調査団

図 7.3.106 フロート式水位計設置例（日本）



出典：調査団



出典：調査団

図 7.3.107 フロート式水位計設置例（Sto. Nino 局）

(ii) リードスイッチ式水位計

観測地点の水中に設置した測定柱の気密室内に、リードスイッチを 1cm 間隔に配置した測定板が収納され、一体として製作されている隣り合った測管部には永久磁石を内蔵したフロートが入っている。これが水位変化に追従して上下すると、水位に対応したリードスイッチが永久磁石の磁力により導通状態（ON）となる。そのリードスイッチの ON の位置を検知して水位を測定する。リードスイッチ式水位計の基本構成を以下に示す。

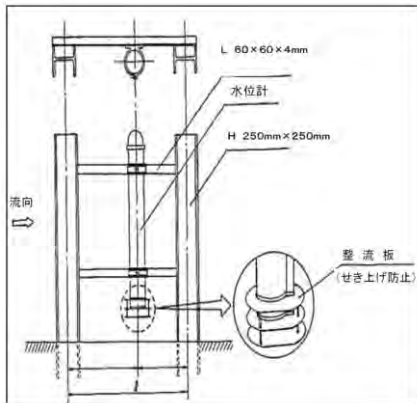
【製造メーカーにより構成が定まる機器類】

- 計測機器（測定柱）
- 無線装置（必要に応じて）
- 支柱

【水位計機種によらない共通事項】

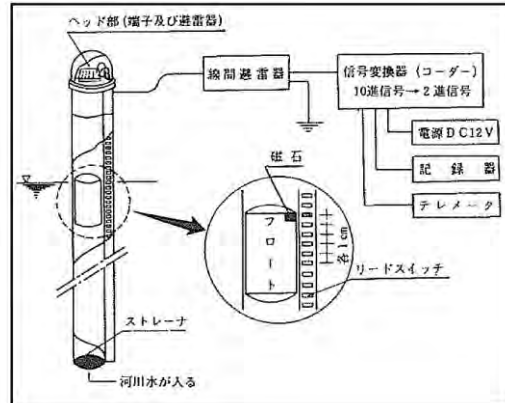
- 自動記録装置
- 自動データ伝送装置（無線，テレメータ等）
- 電源装置（商用電源，太陽電池等）

- 水位標
- 標識



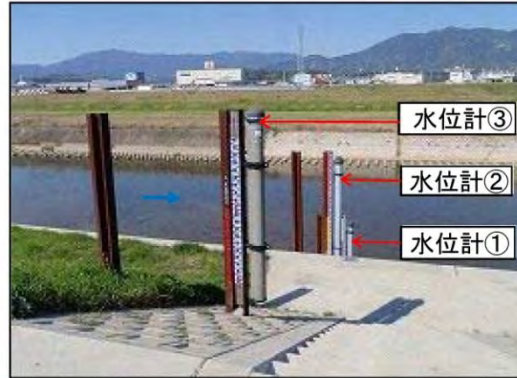
出典：調査団

図 7.3.108 リードスイッチ式
水位計イメージ図



出典：調査団

図 7.3.109 リードスイッチ式
水位計の機構図



出典：調査団

出典：調査団

図 7.3.110 フロート式水位計設置例（日本）

(iii) 水圧式（水晶水圧式）水位計

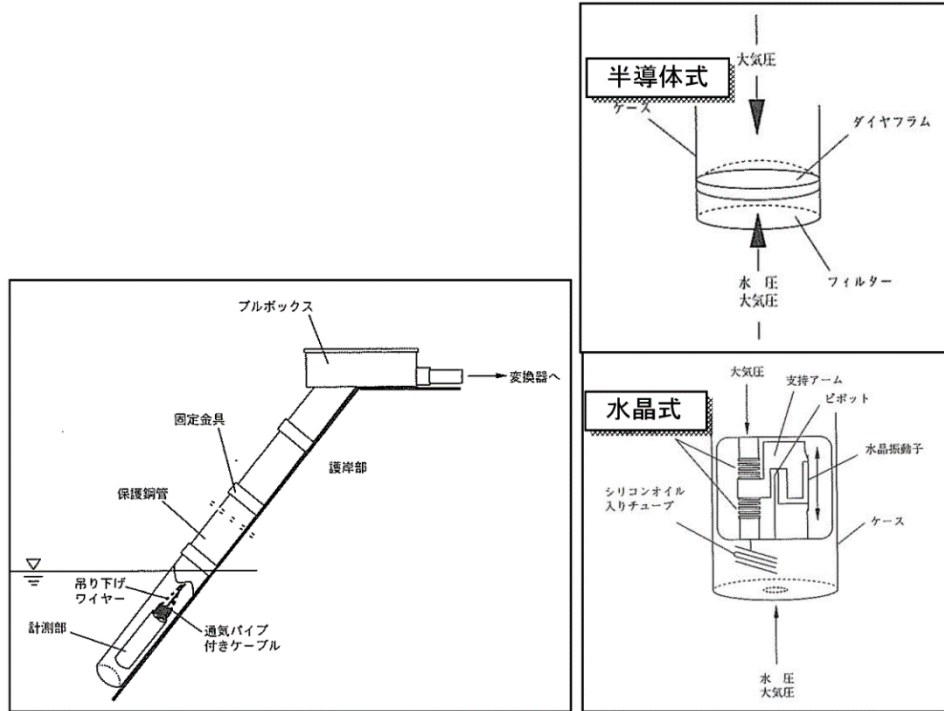
水の変化に伴い、水中に設置された受圧部の受ける水圧の変化を機械的に測定するか（水晶式）、または感圧素子によって電気信号に変換して水深を測り水位を測定する（半導体式）。水晶式については、センサーと水位変換器間の給電及びデータ伝送に使用するケーブルの種類により、従来型的水晶式水位計と、雷の影響を受けにくい光給電型水晶式水位計がある。水圧式（水晶水圧式）水位計の基本構成を以下に示す。

【製造メーカーにより構成が定まる機器類】

- 計測機器（受圧部）
- 保護管
- 無線装置（必要に応じて）

【水位計機種によらない共通事項】

- 自動記録装置
- 自動データ伝送装置（テレメータ等）
- 電源装置（商用電源，太陽電池等）
- 水位標
- 標識



出典：調査団

図 7.3.111 水圧式（水晶水圧式）
水位計イメージ図

出典：調査団

図 7.3.112 水圧式（水晶水圧式）
水位計の機構図



出典：調査団

図 7.3.113 水圧式（水晶水圧式）水位計設置例（日本）

(iv) 超音波式水位計・電波式水位計

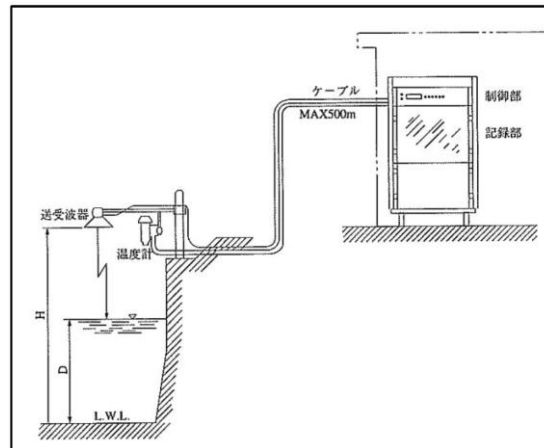
超音波や電波（マイクロ波）が水面に当たって戻ってくるまでの時間を測定することにより、水面と送受波器との距離を計測するもので、水面とはまったく接触せずに測定できる特徴をもっている。

【製造メーカーにより構成が定まる機器類】

- 計測機器（送受波器）

【水位計機種によらない共通事項】

- 自動記録装置
- 自動データ伝送装置（テレメータ等）
- 電源装置（商用電源、太陽電池等）
- 水位標
- 標識



出典：調査団

図 7.3.114 超音波式・電波式水位計イメージ



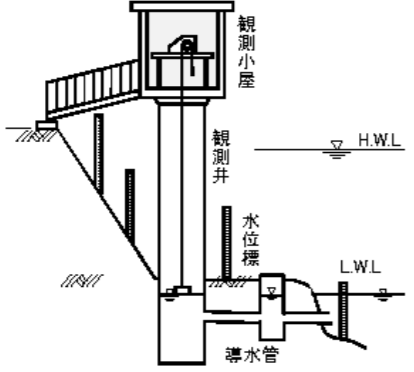
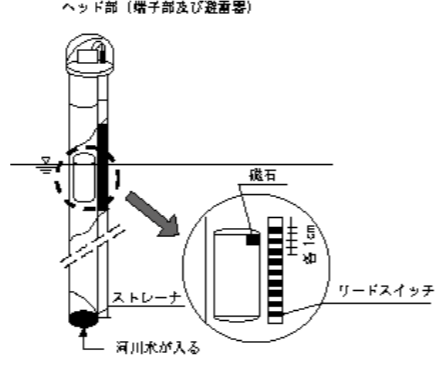
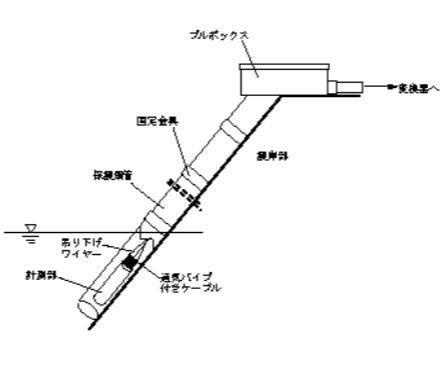
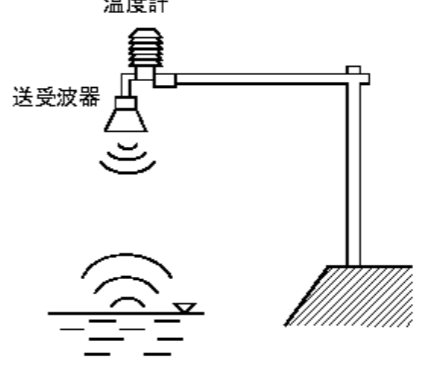
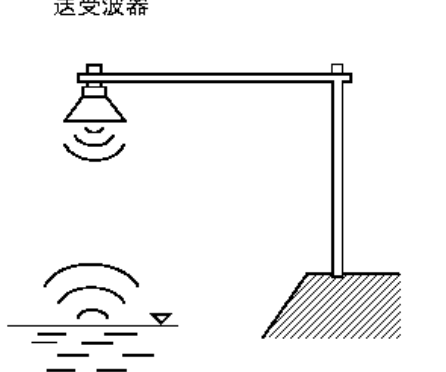
出典：調査団



出典：調査団

図 7.3.115 超音波式・電波式水位計設置例（日本）

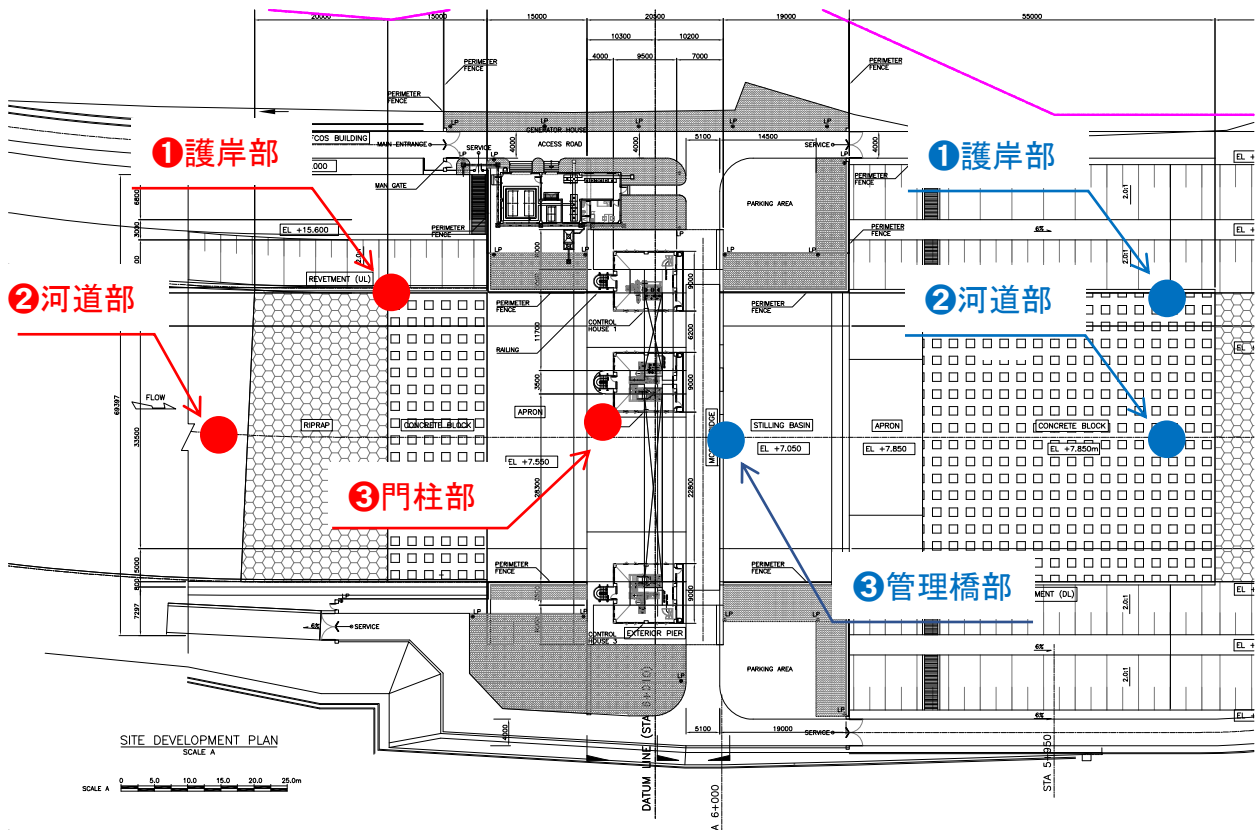
表 7.3.111 水位計機種別 特性・適用性一覧表

項目	フロート式水位計	リードスイッチ式水位計	水圧式（水晶水圧式）水位計	超音波式水位計	電波式水位計
測定原理概要図					
測定原理	ワイヤーの両端の一方にフロート、もう一方に錘（カウンターウェイト）を取り付け、そのワイヤーを滑車（プーリー）にかける。水面の上昇・下降に合わせてフロートが上下すると滑車が回転し、その回転量から水位を検出する。	水中に測定柱を立て、その中に磁石のついたフロートと一定間隔に並んだリードスイッチを配置し、フロートの上下によるスイッチのON/OFFにより水位を測定する。	河道内に設置された圧力センサーの信号を電気的に変換して水位を測定する。センサーには半導体式や水晶式等の種類がある。	超音波受波器を水面の鉛直上方に取付け、超音波を水面に向かって発射し、気温により超音波の速度を補正した上で、反射して戻ってくるまでの時間を測定することにより、水面-超音波受波器間の距離を計測し水位を得る。	マイクロ波送受波器を水面の鉛直上方に取付け、マイクロ波を水面に向かって発射し、反射して戻ってくるまでの時間を測定することにより、水面-マイクロ波送受波器間の距離を計測し水位を得る。
設置可能な箇所	河道内	河道内	河道内	橋梁、堰、水門等の上部工、張出棒	橋梁、堰、水門等の上部工、張出棒
機器特性	測定精度	±1cm 以内	±1cm 以内	半導体式：F.S±0.1% 水晶式：F.S±0.05%	±1cm 以内
	測定範囲（鉛直方向）	～100m	～5m（1本につき）（最大50m程度）	～100m	10m程度
	施工性	河川に設置する際、観測井及び低水用の横導水管等の構造物の施工が必要となる。 施工性：低（観測井が必要）	水路のコンクリート壁面に取り付けが可能であるが、河川の場合には支持用のH鋼を打設し測定柱を取り付ける必要がある。 施工性：中（測定柱が必要）	護岸にセンサー保護管を固定し、その中にセンサーを落とし込んで設置する。大掛かりな構造物を必要としない。 施工性：高（保護管のみ）	橋梁もしくは取付用ポールを建て、腕の先端に送受波器を取り付ける。風や振動による影響を考慮する必要がある。 施工性：中（橋梁取付・ゲート機械室取付可）
メンテナンス性	流出土砂等による導水管の目詰まりを取り除く必要がある。 メンテナンス性：中	流出土砂等による測定柱や支持柱への引っ掛かりを取り除く必要がある。常時水面の張った地点に配置されるため、水中メンテナンス作業となる。 メンテナンス性：低	（特に浸水性の低い粘性土等の）土砂が堆積した場合は取り除く必要がある。 メンテナンス性：高	送受波器に対してメンテナンス用の足場が必要となる。 メンテナンス性：中	送受波器に対してメンテナンス用の足場が必要となる。 メンテナンス性：中
設置環境適用性	河床変動の大きい箇所	導水口が干上がると観測できない。導水管に土砂堆積した場合には清掃が必要。	センサーが干上がると観測できない。	感部が干上がると観測できない。	照射範囲が干上がると河床高を計測。
	流速の早い、水の乱れの大きい箇所	影響なし	H鋼への設置であれば流水による堰上げ（上流側）堰下げ（下流側）等の影響を受ける。	管先端（感部）において吸出し（管内水位低下）が生じ、観測水位が低くなることがある。	ピア等の構造物付近に設置した場合の堰上げ（上流側）堰下げ（下流側）、水面の凸凹、気泡などにより誤差を生じる。
	外気環境	影響なし	影響なし	影響なし	空気を媒体とするため気温、風速の影響を受ける。

出典：調査団

2) 水位計配置検討

MCGS に設置する計装設備（水位観測設備）は、洪水時における的確なゲート操作を実施するために設置するものである。ゲート操作状況に応じた水位を計測するため、ゲート上流側及び下流側への設置を基本に考える。MCGS における水位計設置候補位置としては、図 7.3.116 に示すとおり、上下流共に 3 地点を設定した。



出典：調査団

図 7.3.116 水位計設置候補位置

図 7.3.116 に示した各候補地点について、下記について比較検討を実施した。比較検討の結果、上下流共に護岸部への設置を考えるものとする。

【比較検討項目】

- ① 設置位置概要
- ② 適用可能な水位計測方式
- ③ 観測水位の施設操作への適用
- ④ 施工性
- ⑤ メンテナンス性

表 7.3.112 水位計設置候補地の検討（MCGS 上流）

設置位置	①護岸部	②河道部	③門柱部
設置位置概要	MCGS 上流護岸部に水位計を設置し水位を計測する	河道中心部（流心）に近い位置に水位計を設置し水位を計測する	MCGS 中央門柱部に水位計を設置しゲート上流部の水位を計測する
適用可能な水位計測方式	フロート式 リードスイッチ式 水圧式（水晶水圧式） 超音波式・電波式	リードスイッチ式 水圧式（水晶水圧式）	超音波式・電波式
観測水位の施設操作への適用	○ 大径間ゲートまたは小径間ゲートの操作により、観測される水位が左右岸で異なるため、両岸で水位を観測し、施設操作に用いることが必要となる。	◎ 河道中心部（流心）に近い位置で観測するため、ゲート操作による影響を受けにくく、施設操作への適正が良い。	△ 大径間ゲートと小径間ゲートの開度が異なる場合、正確な水位を計測することができないため、施設操作への適正に劣る。
施工性	◎ 護岸部への据付となるため施工性は良好。ただし水位計測方式によっては観測井の設置（フロート式）や測定柱の設置（リードスイッチ式）等が必要となる。	△ 河道内に設置するため台船による船上施工となり、施工性に劣る。水位計とゴミよけのための H 鋼を複数設置する必要がある。	○ ゲート工事にあわせて設置が可能。中央機側操作室外壁部に設置するため、施工は比較的容易である。
メンテナンス性	◎ 陸上からのメンテナンスが可能であり、メンテナンス性は良好である。	△ 洪水時の流木やゴミ等が付着した場合、逐次対応する必要がある。	○ 中央機側操作室からのメンテナンスが可能であり、メンテナンス性は良好である。
評価	水位計を複数設置することが必要になるものの、施工性・メンテナンス性で良好であり、本案を採用する		

出典：調査団

表 7.3.113 水位計設置候補地の検討（MCGS 下流）

設置位置	①護岸部	②河道部	③管理橋部
設置位置概要	MCGS 下流護岸部に水位計を設置し水位を計測する	河道中心部（流心）に近い位置に水位計を設置し水位を計測する	MCGS 管理橋橋桁部に水位計を設置しゲート下流部の水位を計測する
適用可能な水位計測方式	フロート式 リードスイッチ式 水圧式（水晶水圧式） 超音波式・電波式	リードスイッチ式 水圧式（水晶水圧式）	超音波式・電波式
観測水位の施設操作への適用	○ 大径間ゲートまたは小径間ゲートの操作により、観測される水位が左右岸で異なるため、両岸で水位を観測し、施設操作に用いることが必要となる。	◎ 河道中心部（流心）に近い位置で観測するため、ゲート操作による影響を受けにくく、施設操作への適正が良い。	△ 大径間ゲートと小径間ゲートの開度が異なる場合、正確な水位を計測することができないため、施設操作への適正に劣る。
施工性	◎ 護岸部への据付となるため施工性は良好。ただし水位計測方式によっては観測井の設置（フロート式）や測定柱の設置（リードスイッチ式）等が必要となる。	△ 河道内に設置するため台船による船上施工となり、施工性に劣る。水位計とゴミよけのための H 鋼を複数設置する必要がある。	◎ ゲート工事にあわせて設置が可能。管理橋に設置するため、施工は比較的容易である。
メンテナンス性	◎ 陸上からのメンテナンスが可能であり、メンテナンス性は良好である。	△ 洪水時の流木やゴミ等が付着した場合、逐次対応する必要がある。	○ 管理橋からのメンテナンスが可能であり、メンテナンス性は良好である。
評価	水位計を複数設置することが必要になるものの、施工性・メンテナンス性で良好であり、本案を採用する		

出典：調査団

3) 水位観測方式の選定

護岸部に設置する水位計について、最適な方式を選定した。表 7.3.114 に示した比較検討の結果から、水圧式（水晶水圧式）を採用する。

なお一般的な水圧式（水晶水圧式）水位計は、センサーと変換器間を専用の通信ケーブル（メタルケーブル）で接続するため、誘導雷への対策が必要とされる。本設計においては、誘導雷に対しても安全な接続として、センサーと変換器間を光ファイバで接続する光給電型水晶水圧式を採用するものとする。

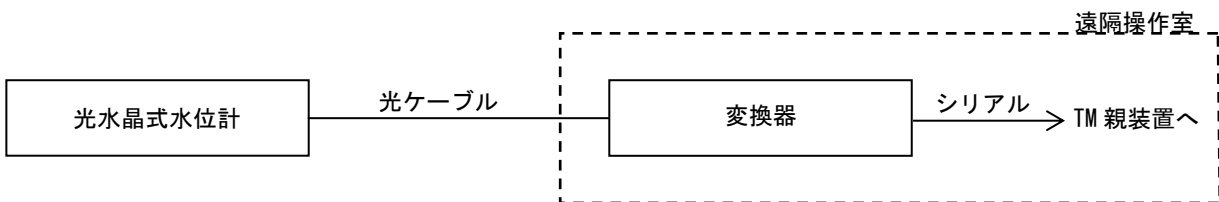
表 7.3.114 水位観測方式の選定

項目	フロート式	リードスイッチ式	水圧式（水晶水圧式）	超音波式・電波式
測定精度	◎ 必要十分である	◎ 必要十分である	◎ 必要十分である	◎ 必要十分である
測定範囲	◎ 必要十分である	◎ 必要十分である	◎ 必要十分である	◎ 必要十分である
施工性	△ 観測井の設置が必要となる	△ 測定柱の設置が必要となる	◎ 護岸は強固であり、スペースも十分ある	○ センサー用腕金を設置する必要がある
メンテナンス性	△ 導水部に土砂が堆積しやすく定期的な土砂撤去などが必要となる	△ 河道内でのメンテナンスで作業船が必要となり、となりメンテナンス性に劣る	◎ 保護管から引き抜くだけであり、メンテナンスは良好	◎ センサー用腕金を回転するだけであり、メンテナンスは良好
環境適正	○ センサーと観測装置との間がメタルケーブルで接続されるため、誘導雷への対策が必須	△ 観測データの伝送方式が無線方式に限定され、他無線設備と混信するおそれがある	◎ 光給電型センサーを採用することにより、センサーと観測装置間が光ケーブルで接続され、誘導雷に対する耐性が高い	○ センサーと観測装置との間がメタルケーブルで接続されるため、誘導雷への対策が必須
評価	△ 観測井の設置が必要となり、大規模な工事が必要となる	△ 測定柱の設置が必要となり、定期点検においても作業性が悪い	◎ 施工性、メンテナンス性ともに良好であり、最適である	○ 施工性、メンテナンス性ともに良好であるが、誘導雷への対策が必要であり他案に劣る

出典：調査団

(2) 計装設備構成

計装設備構成は、図 7.3.117 に示す通りとする。



出典：調査団

図 7.3.117 計装設備構成

(3) 機器仕様

機器仕様は、以下のとおりとする。

1) 概要

光水晶式水位計は、MCGS 上流部及び下流部の水位を測定する機器とする。

2) 機器仕様

(ア)センサー

- (a) 測定範囲 0~20m
- (b) 精度 ±0.05%FS
- (c) 適合光コネクタ SM

(イ)水位計コーダー

- (a) 構造 ラックマウント形
- (b) 入力 光信号
- (c) 出力 BCD
- (a) 操作 タッチパネル式

7.3.5.3 警報設備設計

(1) 警報設備の検討

1) サイレン

(a) サイレン装置構造の選定

サイレン装置は、サイレン及びサイレン制御盤で構成されており、サイレン装置の種類はモータサイレンとインバータサイレンがある。

既設サイレンは、従来方式のモータサイレンが使用されているが、近年インバータ方式のサイレンが主流になりつつある。

(i) モータサイレンの種類

モータサイレン容量としては、以下の種類がある。

表 7.3.115 モータサイレンの種類

電源	指向性	モータサイレン容量(kW)				
		0.75	2.2	3.7	5.5	7.5
AC200V 三相	全方向形	○	○	○	○	○
	指向性形	○	○	○	○	○
AC100V 単相	全方向形	○	—	—	—	—

出典：調査団

(ii) インバータサイレンの種類

A. 容量

インバータサイレン容量としては、以下の種類がある。

表 7.3.116 インバータサイレンの種類

電源	指向性	インバータサイレン容量(kW)				
		0.75	2.2	3.7	5.5	7.5
AC200V 三相	全方向形	○	○	○	○	○
	指向性形	○	○	○	○	○
AC200V 单相 ※	全方向形	○	○	—	—	—
	指向性形	○	○	—	—	—
AC100V 单相 ※	全方向形	○	—	—	—	—
	指向性形	○	—	—	—	—

※インバータサイレン本体は三相入力であるため、サイレン制御盤で单相を三相に変換して対応する

出典：調査団

B. 特徴

インバータサイレンの特徴は以下の通りである。

- ✓ 小型・軽量

モータサイレンを従来 50~60Hz であったものを 100Hz の高速で回転させるため発音部が小さくでき、インバータで電源を切ることによりモータの回転を止めるため電磁シャッタがなくなり、サイレン本体の構造がより簡素化された。よって、小型・軽量になることで受風面積の減少、パンザマストやコンクリート柱の簡素化も可能となる。また、サイレンを分割することにより重機を使用せずに設置工事が可能となる。

表 7.3.117 サイレンの容量

容量 \ 方式	モータサイレン	インバータサイレン
0.75kW	105kg	35kg(分割最大約 20kg)
2.2kW	150kg	50kg(分割最大約 25kg)
3.7kW	175kg	65kg(分割最大約 35kg)
5.5kW	240kg	75kg(分割最大約 42kg)
7.5kW	280kg	86kg(分割最大約 50kg)

出典：調査団

- ✓ 無音状態で点検可能

インバータの多段変速機能を使い、サイレンを低速で回転させ結果を検出することが可

能である。その結果、無音状態で実吹鳴に近いサイレンの点検が行える。

(iii) 経済性

モータサイレンとインバータサイレンの機器費の傾向の確認のため、参考価格の比較を表 7.3.118, 表 7.3.119 に示す。サイレン自体はインバータサイレンの方が安価であるが、制御盤は若干高価であり、総合的にほとんど差異がないが、若干インバータサイレンの方が安価である。

表 7.3.118 モータサイレン 参考価格（千円）

モータサイレン仕様	サイレン	制御盤	合計
サイレン（全方向型），三相，AC200V，2.2kW	399	280	679
サイレン（指向性型），三相，AC200V，2.2kW	472	280	752
サイレン（全方向型），三相，AC200V，3.7kW	480	280	760
サイレン（指向性型），三相，AC200V，3.7kW	590	280	870

出典：調査団

表 7.3.119 インバータサイレン 参考価格（千円）

インバータサイレン仕様	サイレン	制御盤	合計
インバータサイレン（全方向型），三相，AC200V，2.2kW	289	362	651
インバータサイレン（指向性型），三相，AC200V，2.2kW	362	362	724
インバータサイレン（全方向型），三相，AC200V，3.7kW	320	400	720
インバータサイレン（指向性型），三相，AC200V，3.7kW	415	400	815

出典：調査団

(b) サイレンの比較

モータサイレンとインバータサイレンの制御方式を比較する。比較表を表 7.3.120 に示す。比較の結果、保守性に優れ、軽量のインバータサイレンの採用を推奨する。

表 7.3.120 モーターサイレンとインバータサイレンの比較

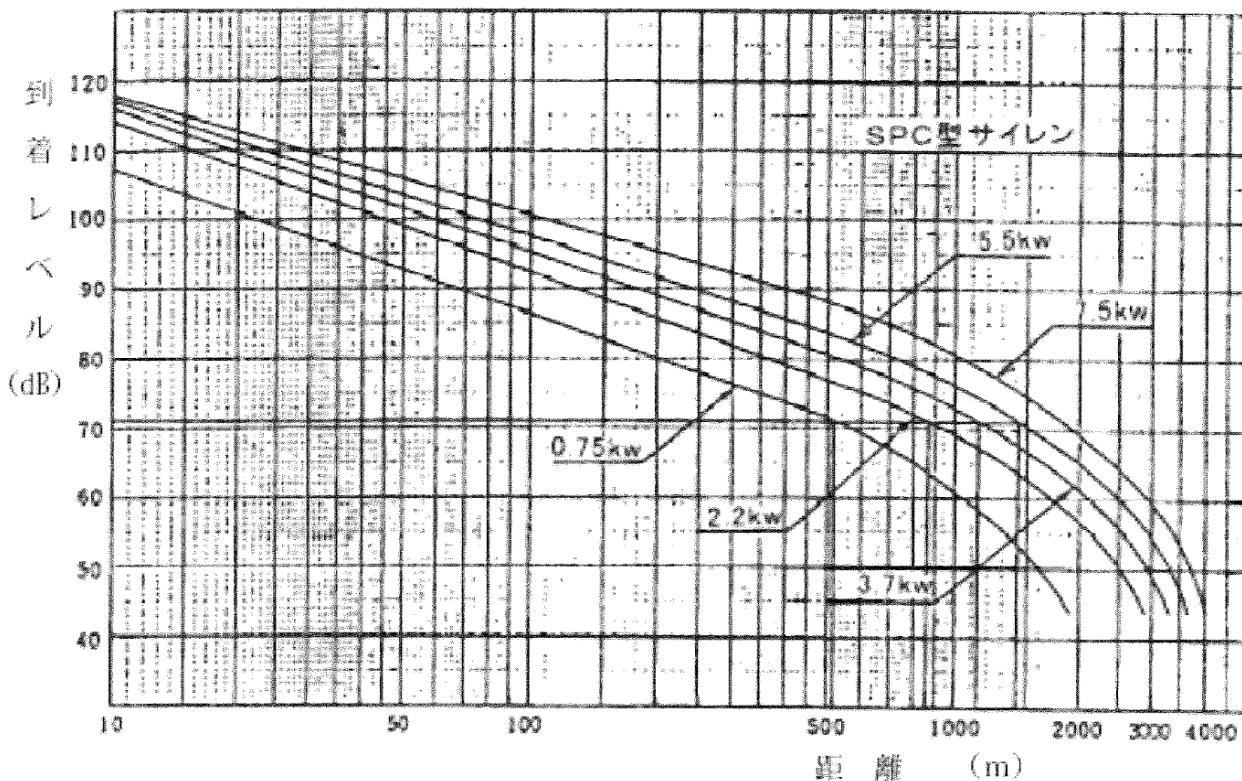
項目	モーターサイレン	インバータサイレン
容量	0.75kW, 2.2kW, 3.7kW, 5.5kW, 7.5kW	0.75kW, 2.2kW, 3.7kW, 5.5kW, 7.5kW
電源	3 φ 200V±10%, 50/60Hz (0.75kW は, 1 φ 100V あり)	3 φ 200V±10%, 50/60Hz (0.75, 2.2kW は, 1 φ 100V あり)
構造	<ul style="list-style-type: none"> 無指向性, 指向性, 防雨型 停鳴時, 電磁シャッターにより余韻防止を行う。 	<ul style="list-style-type: none"> 無指向性, 指向性, 防雨型 停鳴時, サイレンの回転数を減少させて余韻防止を行う。
方式	・商用制御方式 (モータ: 三相誘導電動機)	・インバータ制御方式 (モータ: 三相誘導電動機)
動作	<ul style="list-style-type: none"> サイレン起動時: モータが起動して発音 サイレン停止時: モータと余韻防止用の電磁シャッターが連動して停止 	<ul style="list-style-type: none"> サイレン起動時: モータが起動して発音 サイレン停止時: インバータ制御機能を使用してサイレンの回転数を減少 監視局又は警報局からの制御指令により夜間・昼間の吹鳴音圧レベルが設定可能
保守性	・電磁シャッター動作とモータ動作の個別制御ができないため, 無音での点検が出来ない。 △	・低回転による無音点検ができる。 ○
サイレン質量	<ul style="list-style-type: none"> 150kg (電磁シャッター有) 電磁シャッター動作時の衝撃荷重に耐えるため, 堅牢な構造で重い △ 	<ul style="list-style-type: none"> 50kg (分割最大約 25kg) (電磁シャッター無) ○
始動時間	・約 5 秒	・約 4.1 秒
停止時間	・シャッター閉後慣性回転	・約 1.5 秒
機器費	表 7.3.118 参照 — (大差ない)	表 7.3.119 参照 — (大差ない)
支持柱	・インバータサイレンより耐荷重の大きい支持柱が必要。 ○	・サイレンの軽量化により支持柱は重量負担が軽減され耐荷重の小さい柱の利用が可能。 ○
評価	△	○

出典: 調査団

(c) インバータサイレン出力の決定

インバータサイレン出力は、「電気通信施設設計要領（案）・同解説（通信編）」に準じて決定する。

サイレンの標準音達距離は、音の距離による減衰量の関係から音達距離が求められ、図 7.3.118 に示す音達距離曲線が設計要領に示されている。



出典：電気通信施設設計要領（案）・同解説（通信編）

図 7.3.118 サイレンの音達距離曲線

ここでサイレンの目標到達レベルは以下のとおりであり、このレベルを満足するサイレン出力に応じた音達距離は、表 7.3.121 に示す通りとなる。

なお目標 S/N は、周囲騒音レベルとサイレンの音圧に求める音圧差で、設計要領に示される標準値 6dB としている。また周囲雑音レベルは、設計要領に示される騒音レベルの目安から、市内住宅地に相当する雑音レベルの中間値として、65dB を設定している。

$$\text{サイレンの目標到達レベル（標準値）} = \text{目標 S/N（6dB）} + \text{周囲雑音レベル（65dB）} = 71\text{dB}$$

表 7.3.121 サイレンと音達距離（標準値）

サイレン出力	音達距離（半径）
0.75kW	約 500m
2.2 kW	約 800m
3.7 kW	約1,100m
5.5 kW	約1,400m

出典：調査団

表 7.3.122 周囲雑音レベルの目安

騒音の程度	騒音レベル	騒音の程度別
会話不可能	120 dB	最大可聴値（疼痛感） 航空機エンジンの近く／ 至近距離での雷 騒音のはげしい地下鉄の駅
会話が困難	110 dB	工場サイレンの近く
	100 dB	列車が通過する時の高架下 地下鉄車内／電車の駅
	90 dB	機械作業場／空調機械室／ 印刷工場内
会話をするために 大声を出さなければ ならない	80 dB	印刷工場／交差点 待合室／マーケット
	70 dB	劇場／百貨店／銀行のロビー 騒がしい事務所内
楽に会話ができる	60 dB	レストラン／大きな商店／ 普通の会話 都市周辺住宅地／事務所内／ ホテルロビー
	50 dB	劇場・映画館の観客のざわめき
	40 dB	一般の住宅（平均値） 静かな住宅地
	30 dB	郊外／ラジオ放送スタジオ
	20 dB	木の葉がすれ合う音
	10 dB	ささやき声
	0 dB	最小可聴値

目抜き通り 国道 市内住宅地 郊外住宅地

65dB

出典：調査団

MCGS に設置するサイレンは、ゲート操作を行う場合において、警報を周知することを目的に設置するものである。本設計においては、遠方拠点である EFCOS から警報音を確認できることを条件として出力を決定する。

MCGS 設置予定位置と EFCOS の直線距離は約 570m である。この距離で到達する音達レベル

は、表 7.3.123 から、2.2kW となる。

表 7.3.123 サイレンと音達距離

サイレン出力	音達距離（半径）
0.75kW	約 500m
2.2 kW	約 800m
3.7 kW	約1,100m
5.5 kW	約1,400m

約 570m

出典：調査団

以上より、MCGS に設置するインバータサイレン出力は、2.2kW を設定する。



出典：調査団

図 7.3.119 MCGS と EFCOS の位置

2) スピーカー・集音マイク

(a) スピーカー

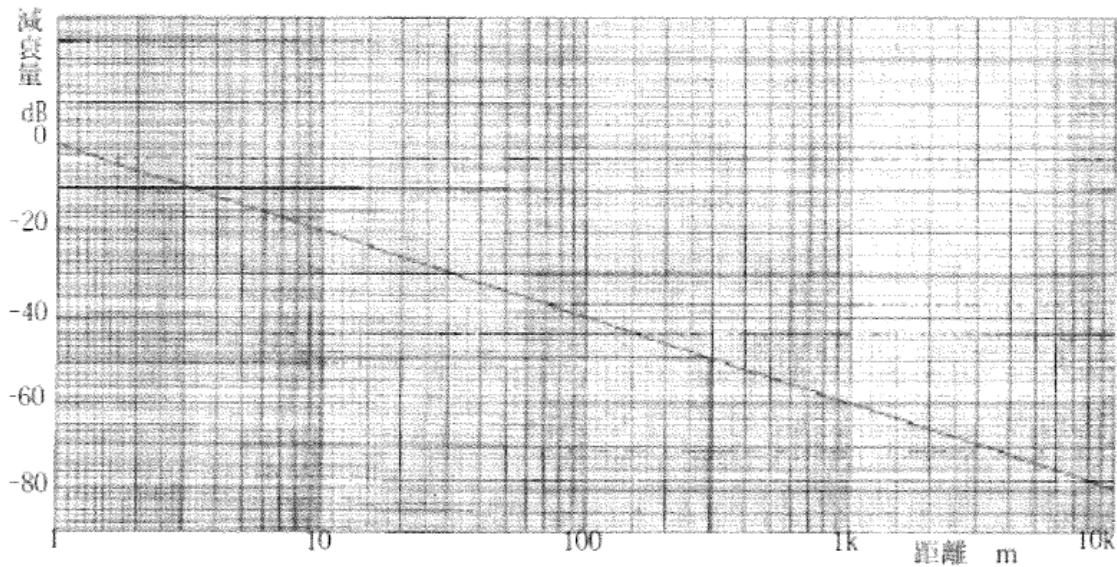
(i) スピーカーの標準音達距離

スピーカーの標準音達距離については、サイレント同様、「電気通信施設設計要領（案）・同解説（通信編）」に示されている。

音声放送を行う場合のスピーカーの目標到達レベルは、以下のとおり定義されている。ここで加えた 3dB は、スピーカーの半値角度=60° の扇形内をサービスエリア（音達エリア）とするための値である。

$$\text{目標到達レベル} = \text{目標 S/N (10dB)} + \text{周囲騒音レベル (65dB)} + 3\text{dB} = 78\text{dB}$$

仮にスピーカー入力を 50W とすると、出力音圧レベル（1m 値）は表 7.3.124 から 127dB になるので、許容減衰量は 127dB-78dB=49dB となり、図 7.3.120 に示す音の距離による減衰量から、音達距離は約 300m と求められることになる。



出典：電気通信施設設計要領（案）・同解説（通信編）

図 7.3.120 音の距離による減衰量

表 7.3.124 スピーカーの出力音圧レベル（1m 値）

スピーカ入力	出力音圧レベル
1W	110 dB
25W	124 dB
50W	127 dB
100W	130 dB

出典：調査団

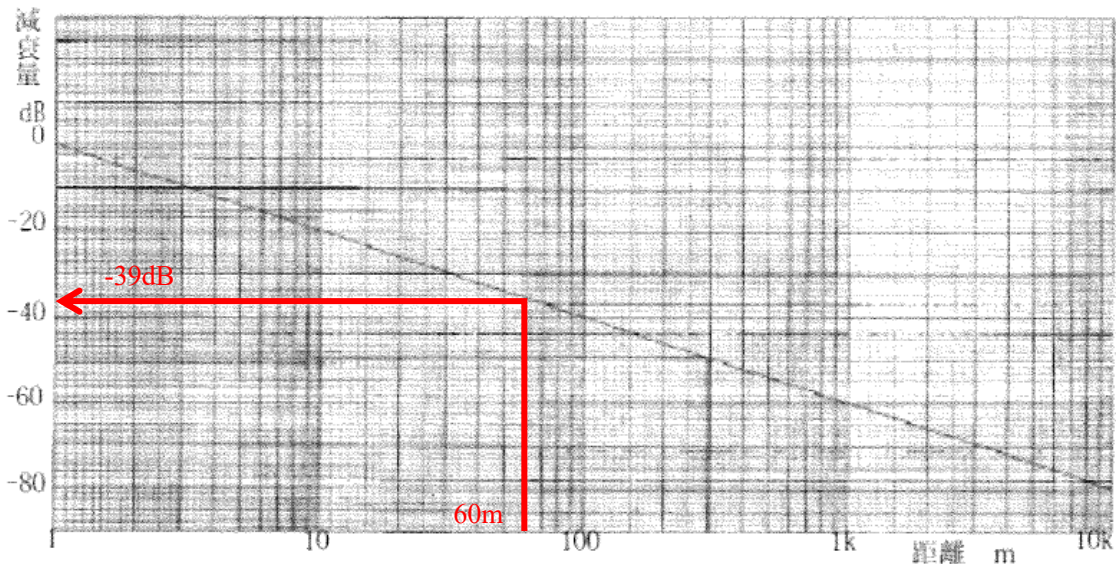
(ii) スピーカー出力レベルの設定

MCGS に設置するスピーカーは、ゲート操作を行う場合において、周囲に警報を周知することを目的に設置するものである。

MCGS のゲート設備は、小径間と大径間のゲートが計 2 門設置されることから、各ゲート操作に応じたスピーカーを設置する。スピーカー音が到達する範囲は、最大でも対岸まで届く範囲で良いことから、本設計では到達距離を約 60m として出力を決定する。

図 7.3.121 から、到達距離 60m に相当する減衰量を読み取ると -39dB であることから、目標到達レベル 78dB に減衰量 39dB を加えた、117dB (=78dB+39dB) が必要とされる出力音圧レベルとなる。

この出力音圧レベルからスピーカー出力を選定すると 25W 相当となる。しかしスピーカーの音達範囲は、音達距離を半径とする約 60° の扇形内になり、実際の音達距離は対岸までの直線距離よりも長くなることになる。これより計算から求められる直近上位のスピーカー出力より 1 ランク上の 50W を設定するものとする。



出典：電気通信施設設計要領（案）・同解説（通信編）

図 7.3.121 音の距離による減衰量

表 7.3.125 スピーカーの出力音圧レベル（1m 値）

スピーカ入力	出力音圧レベル
1W	110 dB
25W	124 dB
50W	127 dB
100W	130 dB

出典：調査団

(b) 音声増幅器

音声増幅器は、音声による放送又は議事音の放送に用いるもので、警報装置に実装される。音声増幅器の定格出力は 100W が標準であり、出力を増加させる場合は、100W 単位で音声増幅器を追加する。

(c) 集音マイク

集音マイクはスピーカー1 台に対して 1 台設置する。

3) 警報灯

MCGS に設置する警報灯は、ゲート操作において、サイレンとスピーカーによる音声による警報に加え、視覚情報を付加する意味合いから警報灯を設置する。

なお警報灯の光源は、長寿命・省電力型の LED 方式とし、点滅方式としては、反射鏡回転式またはランプ点滅方式によるものとする。

4) 操作設備

「国土交通省放流警報装置標準仕様書」（国電通仕第 27 号）では、警報設備の操作は、専用操作（ハード）卓またはディスプレイ操作卓のいずれかを実装することとしている。ここで専用操作（ハード）卓方式とディスプレイ操作卓は以下のようなものである。

(a) 専用操作卓（ハード卓）

警報設備操作専用に製作されたものである。EFCOS 内 Rosario 堰警報設備の既設操作卓と同様のものである。

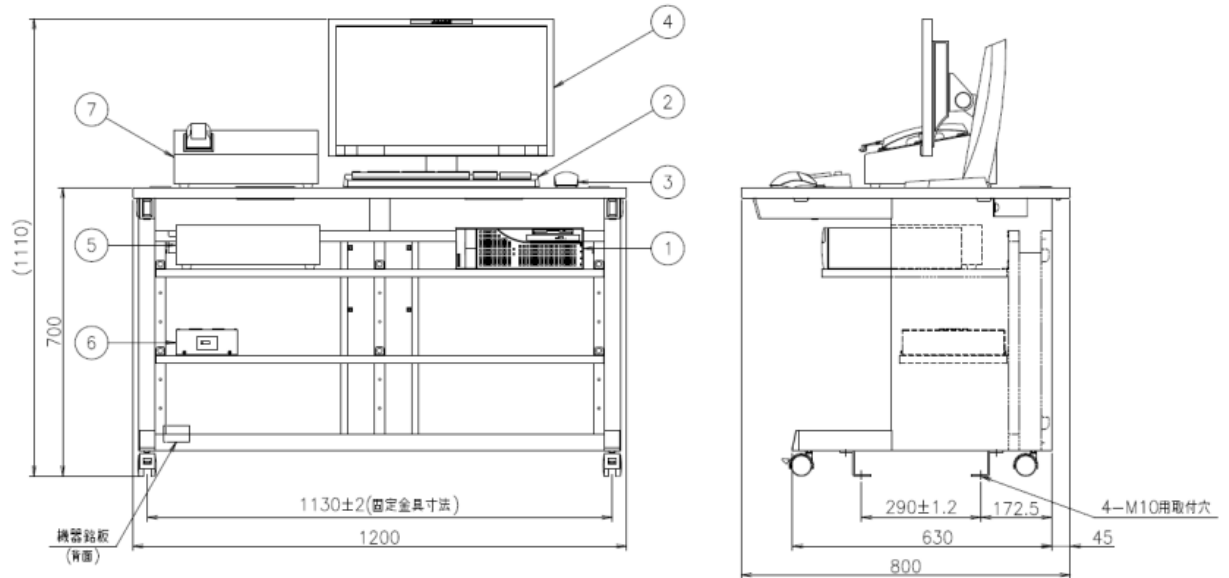


出典：調査団

図 7.3.122 Rosario 堰警報設備の既設操作卓

(b) ディスプレイ操作卓

ディスプレイ上に制御監視画面を表示してマウスで操作を行うものである。



出典：調査団

図 7.3.123 ディスプレイ操作卓の例

以下に専用操作卓とディスプレイ卓について比較する。

「専用操作卓方式」は、既設と同様の専用操作卓として更新を行うものである。操作専用機であり、既設と同様のオペレーションが可能であり、操作の違和感はないものとする。しかし操作卓（筐体）を含めて更新することになるため「ディスプレイ卓方式」に比べて高価となる。

一方「ディスプレイ卓方式」は、ディスプレイ上に制御監視画面を表示して、マウスで操作を行うものである。現在と操作性が変わるが「操作卓方式」と比較して、経済性及び拡張性の面で優位である。

本検討では、経済性に加え、拡張性の面より、「ディスプレイ方式」によることを推奨する。

表 7.3.126 操作設備の比較

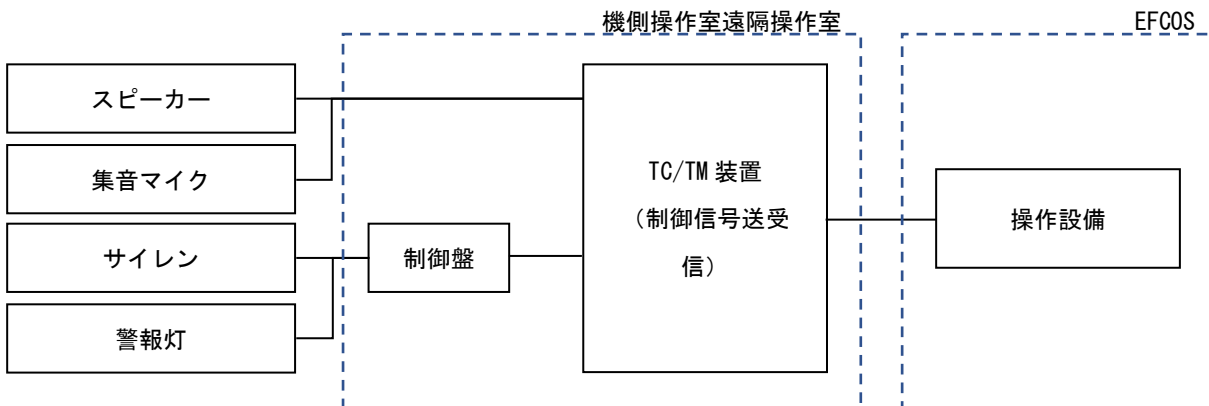
比較項目	専用操作卓方式	ディスプレイ卓方式
概要	既設と同様の型式の操作卓として設置する。	ディスプレイ上に制御画面を表示して、マウス及びキーボードで操作を行う。
大きさ	操作卓： W:1,600mm×D:900mm 程度 △	設置（机）スペース： W:1,200mm×D:800mm 程度 ○
操作性	操作専用機であり，操作（ボタン）が明確である。誤操作が少ない。 ○ 操作卓はボタンによる操作，ディスプレイ卓はマウスによる操作である。直感的な操作は操作卓の方が優位ではあるが，ディスプレイ卓方式でも操作性の確保は可能と考える。	マウス操作であるため，誤操作を防ぐため「確認」ボタンを付ける等の工夫が必要である。 △
経済性（初期費用）	22,000 千円 (△)	18,000 千円 (○)
経済性（10年費用）	－千円 ハードウェアとソフトウェアの費用であり。	1,000 千円（500 千円×2 回） ディスプレイ卓方式の場合は 5 年に 1 度，制御部（PC）のハードディスクを交換するとして積算。
拡張性	専用卓（装置）であるため，ボタン（機能）等の追加は改造難易度が高い。 (△) 機能追加に伴うボタンの追加は操作卓方式の場合は筐体改造が必要となる。ディスプレイ方式の場合の機能追加はソフトウェアの改造である。	操作部は PC であるため，機能の追加はソフトウェアの改造で対応可能である。 (○)
総合評価	(△)	(○)

出典：調査団

(2) 警報設備構成の検討

警報設備構成は，図 7.3.124 に示す通りとする。

なお遠隔操作室には，制御盤によりボタン操作が可能であることから，操作設備（ディスプレイ操作卓）は EFCOS のみ導入する。



出典：調査団

図 7.3.124 監視設備構成

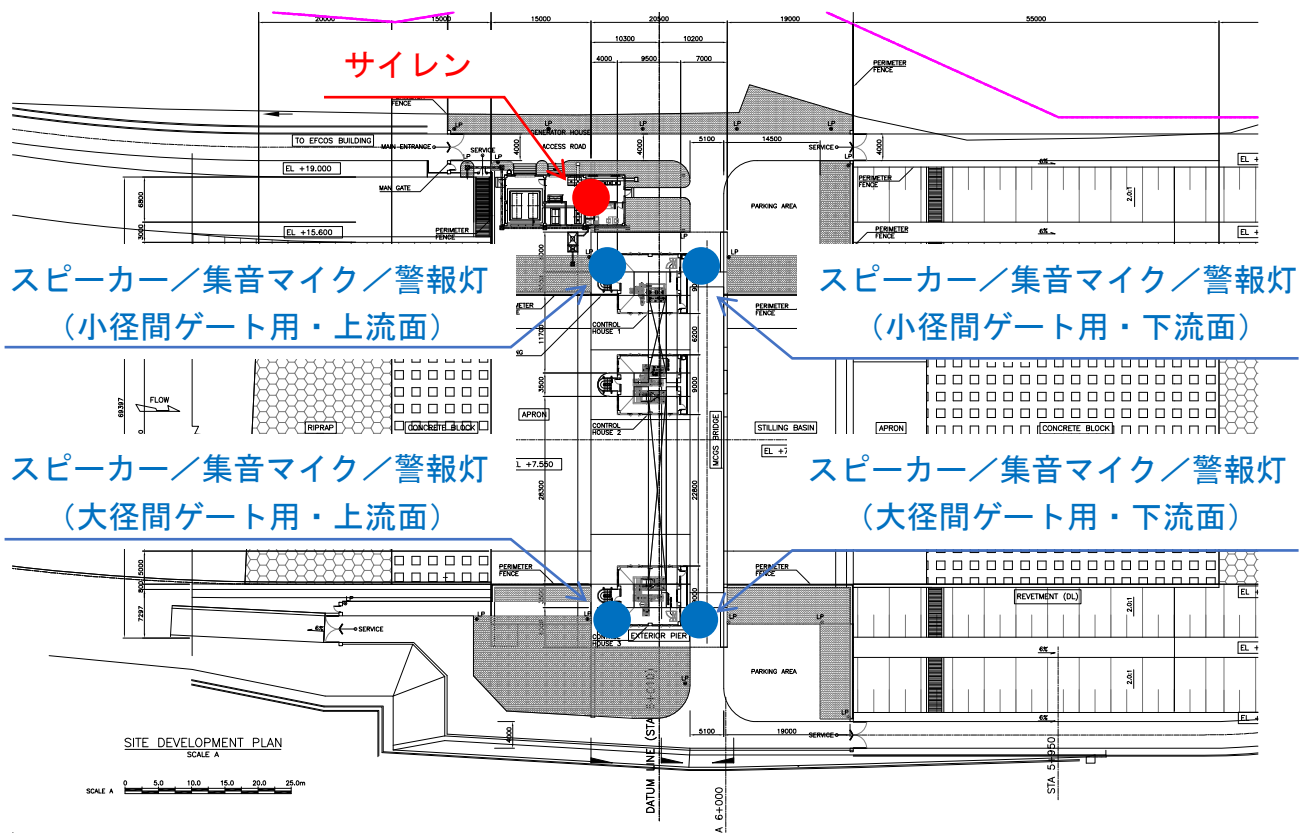
(3) 警報設備配置検討

MCGS に設置する警報設備は、以下の考え方により配置する。

表 7.3.127 警報設備の配置 (MCGS)

警報設備	配置位置	数量	配置基準
サイレン	操作室屋上	1	サイレンの音達範囲は 800m であり MCGS 操作室に配置することにより半径 800m の範囲に警報音を周知することができる。
スピーカー 集音マイク 警報灯	機側操作室 上流面・下流面 (左岸・右岸)	1 (左岸上流) 1 (左岸下流) 1 (右岸上流) 1 (左岸下流)	スピーカー・集音マイク、警報灯は、小径間ゲート・大径間ゲートそれぞれの操作において吹鳴・点灯できるように、左岸機側操作室と右岸機側操作室に配置する。上/下流への周知が可能となるよう、機側操作室の上流面側と下流面側に配置する。

出典：調査団



出典：調査団

図 7.3.125 警報設備配置位置

(4) 機器仕様

機器仕様は、以下のとおりとする。

1) サイレン

(a) 概要

サイレンは制御監視局からの呼出制御により、サイレン吹鳴、擬似音吹鳴及び音声放送等の動作を行うとともに、動作状況を制御監視局へ返送する。

(b) 機器仕様

- | | |
|---------|-------|
| (a) 構造 | 屋外形 |
| (b) 容量 | 2.2kW |
| (c) 指向性 | 無指向性 |

2) スピーカー**(a) 概要**

スピーカーは、前項のサイレン吹鳴動作を除く動作を行う。

(b) 機器仕様

- | | |
|-------------|-----------------------------------|
| (a) 構造 | 屋外形 |
| (b) 形式 | レフレックスホーン形 |
| (c) 定格入力 | 50W |
| (d) 最大入力 | 70W |
| (e) 出力音圧レベル | 入力 1W における正面軸上 1m 地点での音圧 104dB 以上 |
| (f) 耐風速 | 瞬間最大風速 60m/s |

3) 集音マイク**(a) 概要**

集音マイクはサイレン吹鳴、擬似音吹鳴及びチャイム放送の集音に用いる。

(b) 機器仕様

- | | |
|---------------|----------|
| (a) 構造 | 屋外形 |
| (b) 形式 | ホーン形 |
| (c) 再生周波数帯域 | 0.4～5KHz |
| (d) 公称インピーダンス | 8Ω±15% |

4) 警報灯**(a) 概要**

警報灯は LED 方式により、以下の規格及び機能により発光する。

(b) 機器仕様

- | | |
|----------|------------------|
| (a) 光源 | LED ランプ |
| (b) 閃光方式 | 反射鏡回転式 又はランプ点滅方式 |

5) 制御盤**(a) 概要**

インバータサイレン制御盤はインバータ方式によりサイレン、警報灯を制御する。

(b) 機器仕様

- (a) 構造 屋内鋼板製壁掛型
- (b) 操作機能 サイレンモーターの入切
- (c) 保護機能 過電流防止，欠相・逆相検出，動作時間のタイムオーバー検出

(c) 機能仕様

- (a) インバータ方式によるサイレンの電源制御
- (b) 低回転による点検制御
- (c) サイレンの電源の欠相及び電源検出
- (d) 手動釦によるサイレンの電源制御
- (e) 警報灯制御機能

6) TM子装置

(a) 概要

TC子装置はスピーカー，サイレン，警報灯，集音マイクと接続し制御をするものとする。

(b) 機器仕様

以下の機器により構成する。

No.	品名
1	警報装置
-1	基本制御部
-2	変復調部
-3	伝送制御部
-4	集音返送部
-5	集音レベル判定部
-6	警報制御部
-7	チャイム音出力部
-8	インピーダンス判定部
-9	試験部
-10	電源部
-11	監視情報入力部
-12	筐体
2	音声増幅器

(c) 機能仕様

(i) 基本制御部

基本制御部は，警報装置の中核となるものであり，各入出力制御部の制御，受信符号の判定を行う。

(ii) 変復調部

変復調部は，パルス符号を周波数変調記号に変換する変調回路と，周波数変調信号をパルス符号に変換する復調回路で構成する。

(iii) 伝送制御部

伝送制御部は、制御監視装置とのデータ伝送手順を管理するとともに符号の送受信を行う。

(iv) 集音返送部

集音返送部は、起動後約5秒間、可聴音を返送する機能を有すること。

(v) 集音レベル判定部

集音レベル判定部は集音マイクで集音したレベルを判定する。

(vi) 警報制御部

警報制御部は、サイレン制御機能（スピーカ警報局の場合は除く）、擬似音制御機能及び放送制御機能を有すること。

① サイレン吹鳴及び擬似音吹鳴パターンは、次の規格を満足すること。

なお、動作時間及び休止時間は各回とも一定とする。

- 動作時間；最大約1分まで、5秒単位で設定可能。
- 休止時間；最大約1分まで、5秒単位で設定可能。
- 動作回数；最大9回まで設定可能。

① 擬似音吹鳴用周波数は、523.5 Hzと526.5 Hzの混合音とする。

また、周波数精度は、±0.1%以内とする。

② 保護回路

警報制御部には、送信保護回路と、サイレン及びスピーカーの保護回路を有すること。
送信保護回路の時間長は、約10分とし、サイレン及びスピーカーの保護回路の時間長は最大10分の範囲内で設定可能とする。

(vii) チャイム音出力部

チャイムは、電子回路によるものとし、標準音は、4打音（ド・ミ・ソ・ド及びド・ソ・ミ・ド）とする。

(viii) インピーダンス判定部

インピーダンス判定部は、点検制御時にスピーカーのインピーダンスを判定し、次の規格を満足すること。

- ① インピーダンス正常範囲 規定値±50%
- ② 点検音周波数 1000 Hz±10%
- ③ 点検音出力 1W以下
- ④ 監視情報返送ビット スピーカー1～3異常

(ix) 試験部

試験部はシステム保守点検に必要な機能を設ける。

(x) 電源部

電源部は、警報装置内各部へ必要な電源を供給する。

(xi) 監視情報入力部

監視情報入力部は、次の監視情報を入力する。

- ① 点検異常
- ② AC100V 停電
- ③ AC100V 停電
- ④ 電源装置異常
- ⑤ 音声増幅器異常
- ⑥ サイレン異常
- ⑦ 音声増幅器 ON
- ⑧ サイレン ON

(xii) 筐体

筐体は TC 子装置を構成する機器を収容する筐体であり、防滴仕様であること。

(xiii) 音声増幅器

音声増幅器の規格及び機能は次のとおりとする。

- ① 出力 100W
- ② 消費電流 18A 以下
- ③ クリップング歪 100W 出力時 10%以下
- ④ クロスオーバー歪 電源電圧 10.8V, 周囲温度+40℃で生じないこと
- ⑤ 周波数特性 0.3～3kHz で 3dB 以内
- ⑥ 出力インピーダンス スピーカーのインピーダンスに整合
- ⑦ 信号対雑音比 40dB 以上
- ⑧ 入力レベル 0dBm または-4dBm (偏差±3dB)
- ⑨ 入力インピーダンス 600Ω ±20%
- ⑩ 操作及び表示機能
 - a.電源入・切
 - b.出力レベルの調整
 - c.メーターによる出力測定
 - d.マイク接続機能

7) TM 親装置

(a) 概要

TC 親装置はスピーカー、サイレン、警報灯、集音マイクを遠隔から制御をするものとする。

(b) 機器仕様

以下の機器により構成する。

No.	品名
1	制御監視装置
-1	基本制御部
-2	伝送制御部

-3	変復調部
-4	時計部
-5	時刻制御部
-6	試験部
-7	印字制御部
-8	電源部
-9	筐体
-10	警報制御部
-11	監視情報判定部
2	プリンタ

(c) 機能仕様

(i) 基本制御部

基本制御部は、制御監視装置の中核となるものであり、システムの総合制御監視機能を有する。また、基本制御部によって制御可能な警報局数は最大 30 局とする。

(ii) 伝送制御部

伝送制御部は、警報局の制御呼出し、状態監視情報の収集等の伝送手順を管理するとともに符号の送受信を行う機能を有する。

なお、警報局数等の個別仕様については、特記仕様書で指示する。

(iii) 変復調部

変復調部は、パルス符号を周波数変調信号に変換する変調回路と、周波数変調信号をパルス符号に変換する復調回路で構成する。

(iv) 時計部

時計部は、内部クロックで駆動し、西暦年データ、月日データ、時分データを各部に出力する。年、月、日は自動繰り上りとする。

- ① 精度 日差±3 秒以内
- ② 停電保証時間 30 分以内

なお、時計装置からは LAN 接続、又は 1 分パルスにより校正できること。

(v) 時刻制御部

時刻制御部は、時計部からの時刻データを入力し、時刻に関する制御を行う。

(vi) 試験部

試験部はシステム保守点検に必要な機能を設ける。

(vii) 印字制御部

印字制御部は、プリンタを制御し、警報制御操作の帳票出力又は作表印字を行う。

- ① プリンタとのケーブル長 最大 15m(RS232C 接続の場合)
- ② 印字項目 印字カラム数は固定とする

(viii) 電源部

電源部は、制御監視装置内各部へ必要な電源を供給する。

(ix) 筐体

筐体は TC 親装置を構成する機器を収容する筐体であること。

(x) 警報制御部

警報制御部は、警報局に対する制御管理及び警報局より返送される制御アンサ信号の照合判定を行う機能を有する。制御・判定可能な項目は次の 6 項目とする。

- ① サイレン 1
- ② 擬似音 1 1
- ③ マイク放送
- ④ 放送停止
- ⑤ 点検
- ⑥ 監視

(xi) 監視情報判定部

監視情報判定部は、警報局より返送された制御確認信号の判定を行う機能を有する。判定可能な監視情報は次の 9 点とする。

- ① 点検異常
- ② AC100V 停電
- ③ AC200V 停電
- ④ 電源装置異常
- ⑤ 音声増幅器 1 異常
- ⑥ スピーカー1 異常
- ⑦ サイレン異常
- ⑧ 音声増幅器 1ON
- ⑨ サイレン ON

7.3.5.4 監視設備（CCTV カメラ）設計

(1) 監視対象

MCGS に設置するカメラ装置は、現場状況の遠隔による監視により、洪水時における的確な状況把握・施設操作のために設置するものである。本設計においては、ゲート状態の監視（施設監視）に加え、洪水時における河川状況の把握（空間監視）を行うものとし、以下のとおり監視対象を設定する。

表 7.3.128 監視対象

監視対象	監視区分	監視にあたっての考え方
ゲート設備	施設監視	ゲート方向に画角を固定し、開閉状況を遠隔により監視する。
河川の状況	空間監視	河川上流部・下流部の画角に対して、広域に状況を把握する。また旋回・ズームにより監視方向を任意に変更できるようにする。

出典：調査団

(2) 監視方式

CCTV カメラには、SD カメラと HD カメラが存在する。本設計においては、メーカー保証や交換部品調達の確実性や、カメラにかかる技術動向や市場動向等を勘案し、HD カメラを適用する。

(3) 監視方式の選定

1) カメラ仕様

国土交通省では、CCTV カメラ設備の標準機器仕様書である「CCTV カメラ設備機器仕様書(案) (平成 30 年 9 月)」を策定し、その中で HD カメラの標準仕様を定めている。同仕様書(案)に示されるカメラ装置は、表 7.3.129 に示すとおりとなっている。

表 7.3.129 国土交通省 CCTV カメラ設備機器仕様書(案) カメラ一覧

No	画質規格	標準機器仕様	備考
1	HD	HD カメラ装置	H30.9
2		HD カメラ装置 (高感度)	
3		HD カメラ装置 (高倍率)	
4		HD IP カメラ装置	
5		HD IP カメラ装置 (高感度)	
6		HD 簡易型 IP カメラ装置	
7		HD 簡易型 IP カメラ装置 (非旋回式)	

出典：国土交通省 CCTV カメラ設備機器仕様書(案) を元に調査団作成

ここに CCTV カメラ設備機器仕様書(案) においては、カメラ装置の区分が「カメラ装置」「IP カメラ装置」「簡易型 IP カメラ装置」の 3 種類に分類される。今回の設計においては、CCTV カメラから操作室・EFCOS までの伝送が IP 伝送となることから、CCTV カメラ本体にエンコーダーを実装可能な「IP カメラ装置」または「簡易 IP カメラ装置」から選定する。

2) 夜間監視への対応 (最低被写体照度)

CCTV カメラにより施設監視及び空間監視を行う場合、夜間監視への対応可否についても考慮する必要がある。本設計で対象とする MCGS は、外構照明が設置されることになっており、月明かり程度の照度は確保される。

参考として表 7.3.130 に明るさについての目安を示すが、「月明かりの風景」が 0.5 ルクス相当であることから、最低被写体照度が 0.5 ルクス以下であれば、現地状況においても投光器無しで夜間監視が可能となる。

CCTV カメラ設備機器仕様書(案) (平成 30 年 9 月) にて最低被写体照度を確認すると、0.5 ルクス以下の条件に合致するカメラは、旋回式カメラに相当する。これより本設計においては「旋回型カメラ」から選定するものとする。

表 7.3.130 明るさについての目安

(ルクス)	
100,000	<ul style="list-style-type: none"> — 晴天屋太陽光 (100,000 ルクス) ▪ 晴天午前10時太陽光 (65,000 ルクス) ▪ 晴天午後3時太陽光 (35,000 ルクス) ▪ 曇天屋太陽光 (32,000 ルクス) ▪ 曇天午前10時太陽光 (25,000 ルクス)
10,000	
1,000	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 曇天日の出1時間後太陽光 (2,000 ルクス) ▪ 晴天日没1時間前太陽光 (1,000 ルクス) ▪ パチンコ店内 (1,000 ルクス) ▪ 百貨店売場 (500 ルクス) ▪ 蛍光灯照明の事務所 (400~500 ルクス) ▪ 30W 蛍光灯2本使用の8畳間 (300 ルクス) ▪ 夜のアーケード (150~200 ルクス)
100	
10	<ul style="list-style-type: none"> ▪ ライターの明るさ (30cm 離れた所) (15 ルクス) ▪ ローソクの明るさ (20cm 離れた所) (10~15 ルクス)
1	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 月明かりの風景 (0.5~1 ルクス)
	↓ 0.5 ルクス以下 HD 簡易型 IP カメラ装置
0.1	
	↓ 0.3 ルクス以下 HD カメラ装置, HDIP カメラ装置
0.01	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 航海薄明 (太陽天頂距離 102 度) (0.01 ルクス) ※明るい星と水平線が見える程度の明るさ
	↓ 0.009 ルクス以下 HD カメラ装置 (高感度), HDIP カメラ装置 (高感度)
0.001	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 天文薄明 (太陽天頂距離 108 度) (0.001 ルクス) ※水平線は見えないが星が観測できる明るさ

出典：調査団

3) 機種選定

HD 簡易型 IP カメラ装置は、他の 2 機種と比較して性能（最低被写体照度）は劣るが、外構照明が設置されている環境では明るさを確保することが可能であり、かつ、経済性に優れている。

経済性を加味し、IP カメラ装置の比較を行った結果、HD 簡易型 IP カメラ装置を採用するものとする。

表 7.3.131 IP カメラ装置の比較

項目		HDIP カメラ装置	HDIP カメラ装置 (高感度)	HD 簡易型 IP カメラ装置
性能 (最低被写体照度)	電子感度 OFF	0.3Lx 以下	0.009Lx 以下	0.5Lx 以下
	電子感度 ON	0.02Lx 以下	0.0003Lx 以下	-
経済性		4,200 千円	7,000 千円	1,900 千円
内 訳	カメラ装置	(3,200 千円)	(5,500 千円)	(1,100 千円)
	機側装置	(1,000 千円)	(1,500 千円)	(800 千円)
評価		△	×	○

出典：調査団

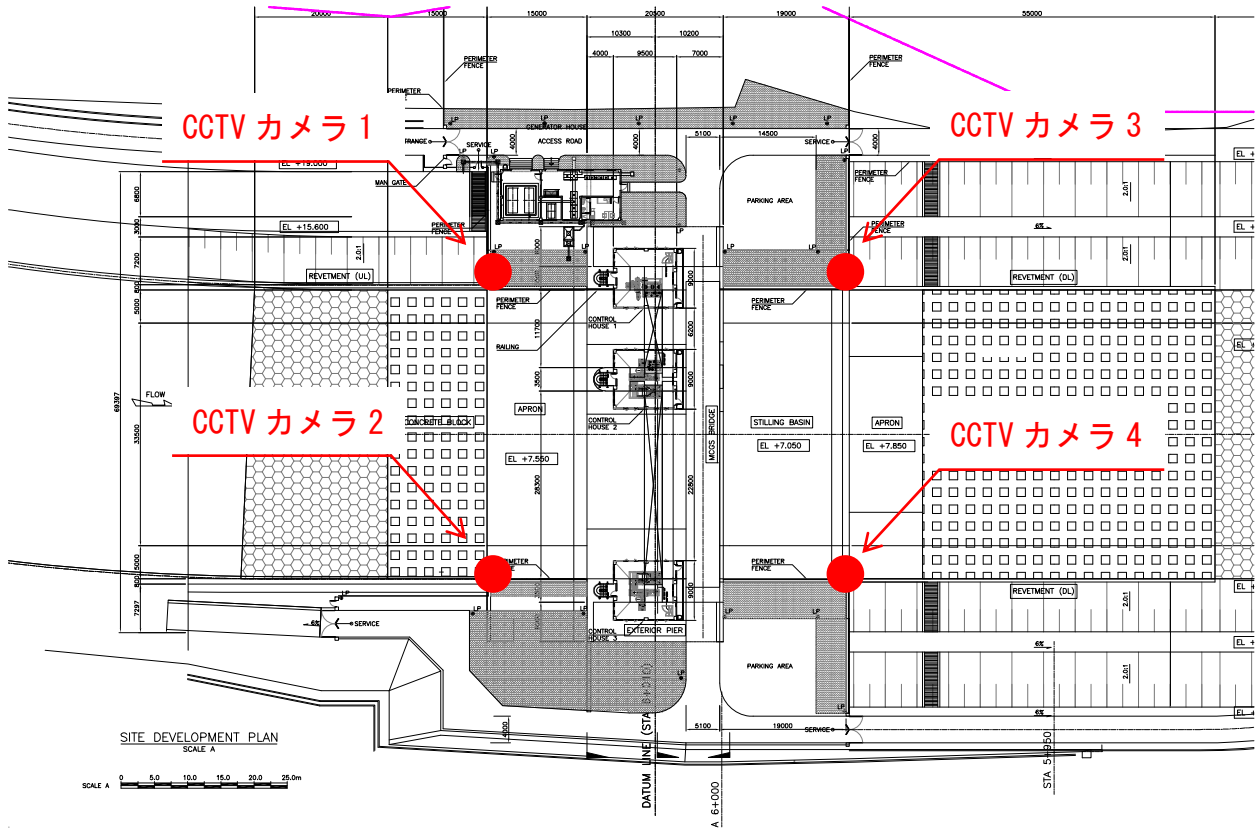
(4) 監視設備配置検討

MCGS に設置する監視設備は、以下の考え方により配置する。なお今回選定した CCTV カメラは、旋回型であり、カメラを旋回することにより監視対象を切り替える（ゲート⇔空間）ことが可能である。

表 7.3.132 警監視設備の配置 (MCGS)

監視対象	監視区分	数量	配置基準
小径間ゲート	施設監視	1	小径間ゲートに近い位置で、護岸部に設けられた進入防止柵内に設置(図 7.3.126 の CCTV カメラ 1 及び CCTV カメラ 3 のマーク箇所)する。 旋回することで、カメラ 1 は本川下流の空間監視に、カメラ 3 は本川上流の空間監視に活用可能である。
大径間ゲート	施設監視	1	大径間ゲートに近い位置で、護岸部に設けられた進入防止柵内に設置(図 7.3.126 の CCTV カメラ 2 及び CCTV カメラ 4 のマーク箇所)する。 旋回することで、カメラ 2 は本川下流の空間監視に、カメラ 4 は本川上流の空間監視に活用可能である。
Marikina 川本川上流	空間監視	1	小径間ゲート及び大径間ゲートに準ずる
Marikina 川本川下流	空間監視	1	小径間ゲート及び大径間ゲートに準ずる

出典：調査団

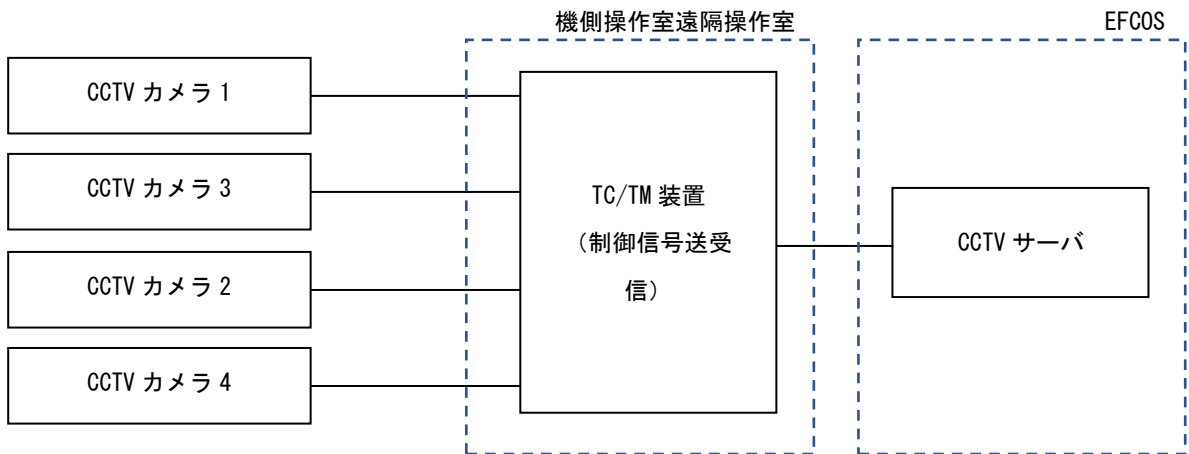


出典：調査団

図 7.3.126 カメラ設備配置位置

(5) 監視設備構成

監視設備構成は，図 7.3.127 に示す通りとする。



出典：調査団

図 7.3.127 監視設備構成

(6) 機器仕様

1) CCTV カメラ

(a) 概要

河川空間ならびに管理設備の映像を撮影するものとする。また IP ネットワークに接続できる Web カメラとし以下の仕様ならびに機能をもつものとする。

(b) CCTV カメラ仕様

- | | |
|------------|--|
| (a) タイプ | 屋外ハウジング一体・ドーム型カメラ |
| (b) 撮像素子 | 1/4 型インターライン転送方式 CCD |
| (c) 有効画素数 | 200 万画素以上 |
| (d) 最低照度 | 0.5 lx (カラーモード) F1.2
0.01 lx (白黒モード) F1.2 |
| (e) 構造 | IPX5 (防噴流型) |
| (f) 水平回転範囲 | 360° (エンドレス回転) |
| (g) 垂直回転範囲 | ±90° (水平面より) |
| (h) ズーム比 | 30 倍 (電子ズーム使用時: 約 12 倍) |
| (i) 画角 | 水平: 41° ~ 5° 垂直: 31° ~ 4° |
| (j) プリセット数 | 256 点 |

(c) IP エンコード仕様

- | | |
|-------------|--|
| (a) 画像符号化方式 | H.264 |
| (b) 映像配信方法 | マルチキャスト配信 |
| (c) 多重化方式 | MPEG2 システム TTS
ストリーム仕様は以下の仕様に準ずること。
CCTV カメラ設備機器仕様書 (案) 平成 30 年 9 月
国土交通省 |
| (d) フレームレート | 29.97fps (固定) |
| (k) 出力 | 100Base TX Ethernet |

(d) 機能仕様

- | | |
|-------------|---|
| (a) カメラ制御機能 | CCTV 制御サーバから遠隔で制御可能なこと。
制御仕様は以下の仕様に準ずること。
CCTV 設備制御インターフェース仕様書 (案)
平成 29 年 1 月 国土交通省 |
| (b) その他 | ・光学式ブレ補正機能を有すること
・知的映像解析プログラムとして人検知、音声検知が内蔵されていること。 |

2) CCTV サーバ

(a) 概要

CCTV サーバは CCTV カメラの制御, 及び CCTV カメラ映像の表示をするための制御機能を有する機器とする。

(b) 機器仕様

(a) タイプ	ラックマウント型
(b) CPU	Xeon Gold 5122(4 コア/3.6GHz)×1 以上
(c) メモリ	32GB 以上
(d) HDD	300GB×3 以上(RAID1+Hotspare)
(e) LAN	LAN(1Gbps)×2Port 以上
(f) 光学ドライブ	内蔵 DVD ドライブユニット
(g) その他	電源ユニットは冗長構成とすること

(c) 機能仕様

(a) カメラ選択機能（リスト／MAP）

(b) カメラ制御機能（PTZW）

CCTV カメラへの遠隔コントロールが行うことが可能なこと。

制御仕様は以下に準ずること。

CCTV 設備制御インターフェース仕様書（案）平成 29 年 1 月国土交通省

(c) 映像選択表示/制御コントロール画面（イントラ向け Web）

7.3.5.5 遠隔監視制御設備

(1) 管理項目及び管理機能検討

1) 管理項目

遠隔監視制御設備において対象とする各種計装設備, 警報設備, 監視設備及びゲート設備にかかる管理項目を表 7.3.133～表 7.3.135 に示す。なお遠隔監視制御設備は, MCGS 及び逆流防止水門（Cainta 水門／Taytay 樋門）の操作を行う設備であることから, 全ての施設を対象に管理項目をとりまとめた。

表 7.3.136 操作項目及び制御信号

操作項目及び制御信号(機側操作盤)

項目	機側操作盤 (操作)	制御信号		備考
		信号の有無	信号形式	
開(上昇)操作	○	○	連続出力	
閉(下降)操作	○	○	連続出力	
停止	○	-		
警報停止	○	-		
ランプテスト	○	-		
非常停止	○	○	パルス信号	
故障リセット	○	-		

出典：調査団

表 7.3.137 ゲート状態及び運転表示項目，監視信号

ゲート状態及び運転表示項目ならびに監視信号

項目	機側操作盤 (表示)	監視信号	
		信号の有無	信号形式
動力電源	○	○	連続出力
交流制御電源	○	○	連続出力
遠方	○	○	連続出力
機側	○	○	連続出力
通常操作	○	○	連続出力
保守操作	○	○	連続出力
常用回路	○	○	連続出力
非常回路	○	○	連続出力
開(上昇)中	○	○	連続出力
閉(下降)中	○	○	連続出力
停止	○		
ゲート休止	○		
全開	○	○	連続出力
全閉	○	○	連続出力
フック脱上限	○	○	連続出力
フック脱下限	○	○	連続出力
ゲート動作中	○	○	連続出力

出典：調査団

表 7.3.138 ゲート故障表示項目及び監視信号

ゲート故障表示項目及び監視信号

項目	機側操作盤(表示)故障区分		監視信号	
	重故障	軽故障	信号の有無	信号形式
3E動作	○		○	連続出力
ロープ過負荷	○		○	連続出力
ロープ弛み	○		○	連続出力
油圧ブレーキ過負荷	○		○	連続出力
電磁ブレーキ過負荷	○		○	連続出力
非常上限	○		○	連続出力
非常停止	○		○	連続出力
接点溶着	○		○	連続出力
MCCBトリップ	○		○	連続出力
漏電		○	○	連続出力

出典：調査団

2) 管理機能

遠隔監視制御設備において具備すべき管理機能を表 7.3.139 に示す。また各機能の詳細を以下に示した。

表 7.3.139 管理設備において具備すべき管理機能

機能名称	機能概要
システム管理	ソフトウェアを構成する各種処理プログラムの実行管理，ハードウェアの動作管理を行うためのプログラム管理，時刻・スケジュール管理，事象（警報・通報）管理等を行う。
データ収集	計装データ（水位）及びゲート開度データを収集し，施設操作のための基礎データとする。
警報判定	計装データ（水位）及び機械設備から出力される SV 信号を用いて警報通報のための判定処理を行い，警報吹鳴を行う。
演算	計装データ（水位）により流量演算を行う。
監視用表示	システム監視を行うための各種コンテンツを作成し，Web 画面を通じてユーザに提供する。
データ蓄積	計装データ，演算データ，システム操作記録等をシステム装置内磁気ディスク装置と補助記憶装置に保存する。
メンテナンス	異常値の補填・修正処理，データ代替を行う。

出典：調査団

(a) システム管理

(i) プログラム管理

システムの初期起動処理，停止処理及び各種プログラム間における動作条件についてのプログラムの動作情報送受信処理等を行う。

(ii) バッファ管理

各種プログラム間で使用する共通領域メモリを管理する処理を行う。

(iii) RAS 管理

各種プログラムの動作情報の授受，各種プログラムからの通知メッセージをトレースし，表示する処理を行う。また，当該処理装置と関連する分散処理装置の状態を監視する処理を行う。(RAS : Reliability 信頼性, Availability 有効性, Serviceability 保守性の略で，システムの総合的信頼性の尺度を示す)

(iv) 時刻・スケジュール管理

各種プログラムの定周期起動，定刻起動等のスケジュール起動の処理を行う。

(v) 業務処理シーケンス管理

各種プログラム動作情報の分配・統合制御，動作シーケンス管理等の処理を行う。

(vi) イベント管理

事象の変化や履歴情報を蓄積管理する処理を行う。

(b) データ収集

(i) 水位データ

TC 子装置の入出力処理において処理された 1 次平滑貯水位から正分毎の値を抽出し、本処理において 2 次平滑処理を行ったデータとする。

(ii) 開度データ

TC 子装置の入出力処理において処理された計測値の中から正分毎の開度・流量を抽出し、使用するものとする。

(c) 警報判定

観測データにおいて、警報通報のための判定処理を行い、警報鳴動を行う。判定項目は以下の通りとし、データにおける各定数はユーザが任意に変更できるものとする。

表 7.3.140 警報判定条件

種別	処理項目	判定条件
水位	上限	水位 \geq 上限設定値
	下限	水位 \leq 上限設定値
流量	上限	流量 \geq 上限設定値
	下限	流量 \leq 上限設定値
ゲート SV	ON	重故障 SV ON
共通	欠測	入力データ欠測時

出典：調査団

3) 演算

(a) 水位演算

水位 H_{ri} は局別に入力された水位を採用するものとする。

$$H_{ri} : i \text{ 局 } 10 \text{ 分定時水位 [m]}$$

(b) 流量演算

流量 Q_{ri} (m³/s) は局別に指定された水位～流量関係式より算出するものとする。流量計算式は、河道の特性に合わせて数セットの計算定数を用意しておき、水位ごとに切り換えができるようにしておくものとする。

$$Q_{ri} \text{ (m)} = C_{ij} \cdot (H_{ri} \text{ (m)} - d_{ij})^2 \text{ [m}^3\text{/s]}$$

但し、 Q_{ri} : i 局河川流量 [m³/s]

C_{ij} , d_{ij} : i 局の j 番目の近似式定数

4) 監視用表示

以下の各種コンテンツを作成し提供するものとする。

- ① 流域全体 水位・流量概況図画面
- ② 水位表／グラフ画面 (MCGS, Cainta, Taytay)

- ③ 機側状態一覧画面
- ④ 警報履歴画面
- ⑤ データ出力画面（CSV 出力）
- ⑥ メンテナンス画面（警報定数／演算定数／データ代替）
- ⑦ データ補填／修正画面
- ⑧ 制御画面 1 画面（スピーカー／サイレン／警報灯）
- ⑨ 制御画面 2 画面（ゲート設備）
- ⑩ 各地点 CCTV 画面
- ⑪ 大型モニタ表示方法設定（IPch 制御）

5) 蓄積

以下に示す方法により行うものとする。

(a) オンラインファイル

統合管理サーバの補助記憶装置（主に磁気ディスク装置）を使用して、データをオンラインで読み書きする方法。なお、保存期間を超過したデータは古い期間から削除されることとする。

表 7.3.141 各データのオンライン保存期間

項目	保存期間
定時（10分）値データ	180日
正時値データ	2年
異常・判定記録データ	20,000件

出典：調査団

(b) オフラインファイル

統合管理サーバに接続された補助記憶装置を使用して、データを外部記憶媒体に保存する方法。オフラインファイル記録は、データの長期間保存、または保存データを他システムで活用する場合に行うもので、ファイルの種類や保存するデータ項目、期間などを指定して、外部記憶媒体に保存するものである。外部媒体としては、DVD 等とする。

オフラインファイル記録で外部記憶媒体に保存するデータについては、画面表示データ（定時、正時）を CSV 形式で保存するものとする。

6) メンテナンス

(a) 補填／修正

機器の障害時、欠側時及び異常値検出時等におけるデータ補填及び修正が可能であること。補填及び修正作業は、アクセス管理がされた監視 PC にて行うこととする。

対象とするデータは定時データ、正時データとし、データ補填又は修正後に再演算が行えなければならない。

(b) データ代替

水位計、ゲート開度の故障や点検に伴う欠測を防ぐため、データを代替する機能を有することとする。代替対象は以下のデータとする。

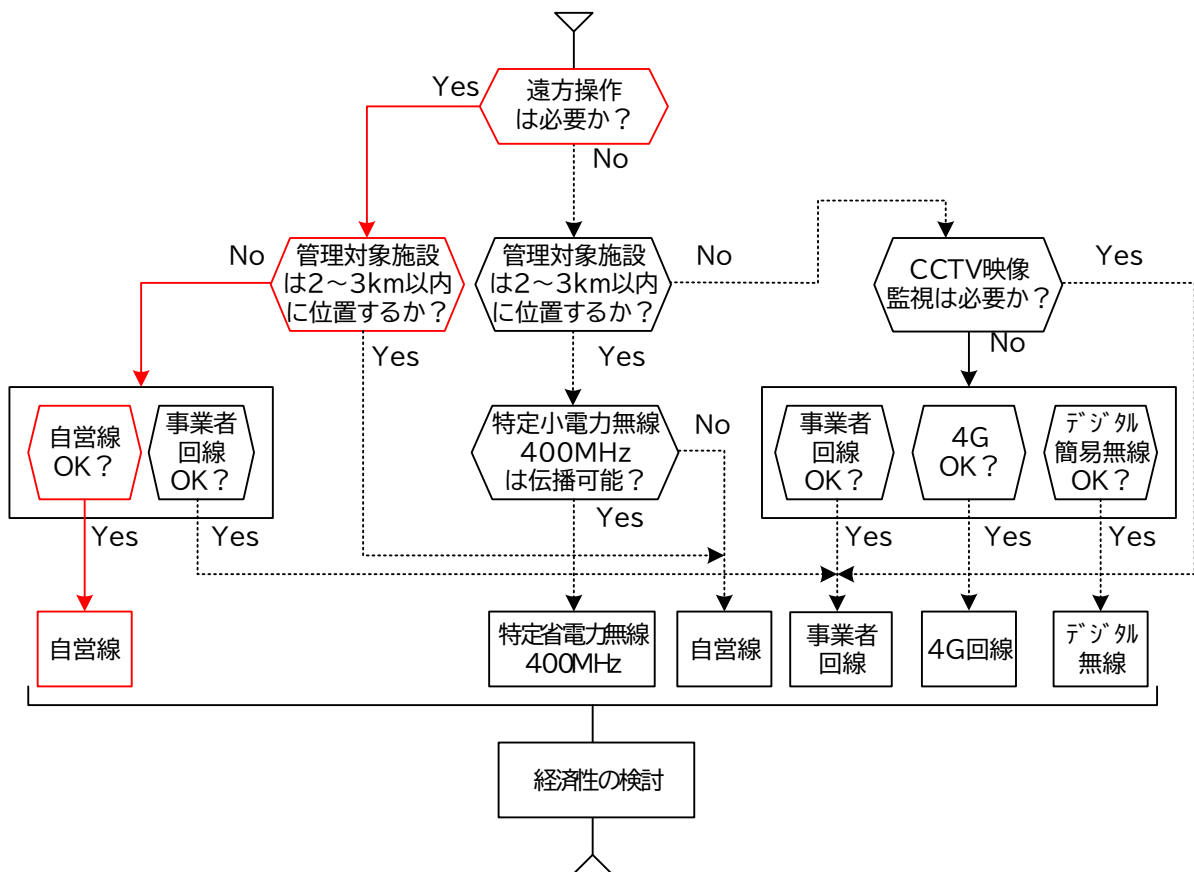
- MCGS 正水位，副水位
小径間ゲート開度，大径間ゲート開度
- Cainta 正水位，副水位
1号ゲート開度，2号ゲート開度
- Taytay 正水位，副水位
1号ゲート開度，2号ゲート開度，3号ゲート開度

(2) 伝送路（ネットワーク）の検討

1) 伝送路の決定

ネットワークは，一般的に用いられている「自営線」「事業者回線（国内通信事業者光回線）」「携帯回線（4G回線）」「特定小電力無線（400MHz）」及び「デジタル簡易無線回線」から，用途や経済性等を指標に選定されている。

ここに伝送路の選定は，図 7.3.128 より，確実なデータ伝送を行うため，自営回線を新たに敷設することにする。



出典：調査団

図 7.3.128 伝送路選定フロー

本設計で対象とする MCGS, Cainta 水門, Taytay 樋門においては, EFCOS を拠点として, 計装データ (水位観測データ), 監視データ (CCTV 映像), ゲート状態 (運転表示項目・監視信号・故障信号) 等を伝送する必要がある。ここで必要となる伝送帯域を試算すると表 7.3.142 に示すとおりとなり, MCGS 向けで 120Mbps, Cainta/Taytay 向けで 270Mbps 必要となる。以上より自営回線として光回線を選定するものとし, 必要機器を選定する。

表 7.3.142 伝送帯域の推定

区間	拠 点		伝送量 (推定)	備 考
1	EFCOS	MCGS	120Mbps	
2	EFCOS	Cainta水門	270Mbps	区間3伝送量を含む
3	Cainta水門	Taytay樋門	150Mbps	

出典：調査団

2) 光ケーブル経路

(a) 設計方針

(i) 埋設配管

設計方針を決めるため「光ファイバケーブル施工要領・同解説」(以下「施工要領」と呼ぶ)を確認した。

A. 管路の選定

管種は、施工時及び完成後の力学的荷重、耐力、ケーブル敷設性能及び施工性、保守性、経済性等を総合的に勘案して選定する。

管種の選定については、敷設場所等によりこれを使い分ける必要があるが一般的には表 7.3.143 で示す選定基準表で選定する。

表 7.3.143 管路選定基準表

敷設場所 管路材料名 略号		単管方式 (φ50)							記事	
		開削			非開削			添架		
		歩道部	車道部	路肩・法面 法尻部 法面	軌道越部	交差点等	横断部	橋梁部		トンネル部
鋼製電線管	PL-PS	◎	◎	○				○	○	
	PLC・PLP	○	◎	○	◎	◎		○	◎	
	SGP							○	○	防食処理要す
合成樹脂管 (硬質塩化ビニル管)	PV	◎	◎	◎	○	○		○		通信用硬質塩化ビニル管
	VP	◎	◎	◎	○	○		○		
	VE	◎	◎	◎	◎	◎		◎	◎	硬質ビニル電線管
	SVP	◎	◎	○	○	○				
繊維強化プラスチック管	FRP							◎	◎	
強化プラスチック複合管	FRPM	○	○	○	◎	◎				ただしφ100mm以上

波付硬質ポリエチレン管	FEP	◎	○	◎				○	
可とう管	ステンレス可とう管	SUS		○			◎	○	
	合成樹脂可とう管	PF CD					○	○	
コンクリートトラフ		○		○					

注1：◎印は最適管種、○印は適用可の管種を示す。

注2：鋼管は、敷設場所により、防食性を考慮し管を選定する必要がある。

注3：本表以降の合成樹脂管（PV、VP、VE、SVP等）の記述は、総称して「硬質塩化ビニル管」とする。管種の選定に当たっては、敷設条件に適した管種を選定すること。

注4：波付硬質ポリエチレン管を敷設する場合は、管の浮き上がり・蛇行性があるため敷設に当たっては、管の直線性に充分注意すること。

注5：非開削区間に適用する管財は、敷設距離、土質に応じた推進工法により、適用する管種が異なるので注意すること。

出典：調査団

【注釈】

地中埋設に使用する材料は、JIS C8305「鋼製電線管」、JIS C8430「硬質ビニル電線管」又は、これと同等以上の性能を有する管路材を使用すること。

なお、管路材の選定に当たっては、ケーブル敷設性能を確保するため、継手類を含め以下に示す諸性能を有する管路材を使用するものとする。

1. 通過性：内面の突起物がなく、所要の内径が保たれており、ケーブルの敷設撤去に支障とならないこと。
2. 強度：埋設後の車両等の重量、土圧等に対して所要の強度が確保でき、扁平に対し十分な強度を有すること。
3. 水密性：管内に土砂、水等が浸入しないこと。
4. 耐衝撃性：地中に直接埋設する管は、施工時における衝撃に対して所要の強度を有すること。
5. 耐久性：長期にわたり材質が劣化しないこと。
6. 耐燃性：不燃性又は自消性のある難燃性であること。
7. 耐熱性：土壌の影響による温度変化に対し、所要の強度を確保できること。
8. 保守性：敷設後の事故等による補修を考慮し、当該管路材に適応した補修材及び工法が確保されていること。

B. 管路の条数

条数の決定は、それに収容する光ファイバケーブルの容量等を考慮して決定する。

1. 通信幹線用光ファイバケーブルを収容する管路条数は、管路の内断面積に対するケーブル占有率の許容範囲等を考慮して決定する。
2. 制御用ケーブルと一緒に光ファイバケーブルを収納した、複合ケーブルと電力用ケーブルは同一管内に収容しない。

3. 管路条数は、実質条数と予備条数とからなり、予備条数はケーブル故障時等（切断事故）の対応を考慮し、必ず1条以上施工しておくことが望ましい。
4. 実質条数は設計数量に設備増見込み容量を加えたものとする。

C. 管路の管径

① 管路設備のうち単管方式に使用する管路の管径は、線形、径間長及びケーブル外径等により、通線可能管径寸法が異なるが、一般的な施工に関する標準的な管径の選定については、「管路内径 $\geq 1.5 \times$ ケーブル外径」以下のケーブルを選定することが望ましい。よって管路内径に対するケーブル外径は次のとおりとなる。

管種・管径	通線可能ケーブル外径
硬質塩化ビニル管 (PV) $\phi 50$ mm (内径 56 mm)	37 mm以下
硬質塩化ビニル管 (PV) $\phi 75$ mm (内径 83 mm)	55 mm以下
波付硬質ポリエチレン管 (FEP) $\phi 50$ mm (内径 50 mm)	34 mm以下
波付硬質ポリエチレン管 (FEP) $\phi 80$ mm (内径 80 mm)	54 mm以下

出典：調査団

② 光ファイバケーブルの心構造及び外径等の仕様は施工要領 4-2-2「光ファイバケーブルの分類」を参照のこと。

また、管路材としては、単管方式に標準的に使用される硬質塩化ビニル管及び波付硬質ポリエチレン管の寸法を表 7.3.144 及び表 7.3.145 に示す。

表 7.3.144 硬質塩化ビニル管 (PV) の標準寸法

呼び径	$\phi 25$	$\phi 50$	$\phi 75$
内径 (mm)	28.0	52.9	83.0
外径 (mm)	34.0	60.5	96.0
内径断面積	615.6	2206.1	5410.6

出典：調査団

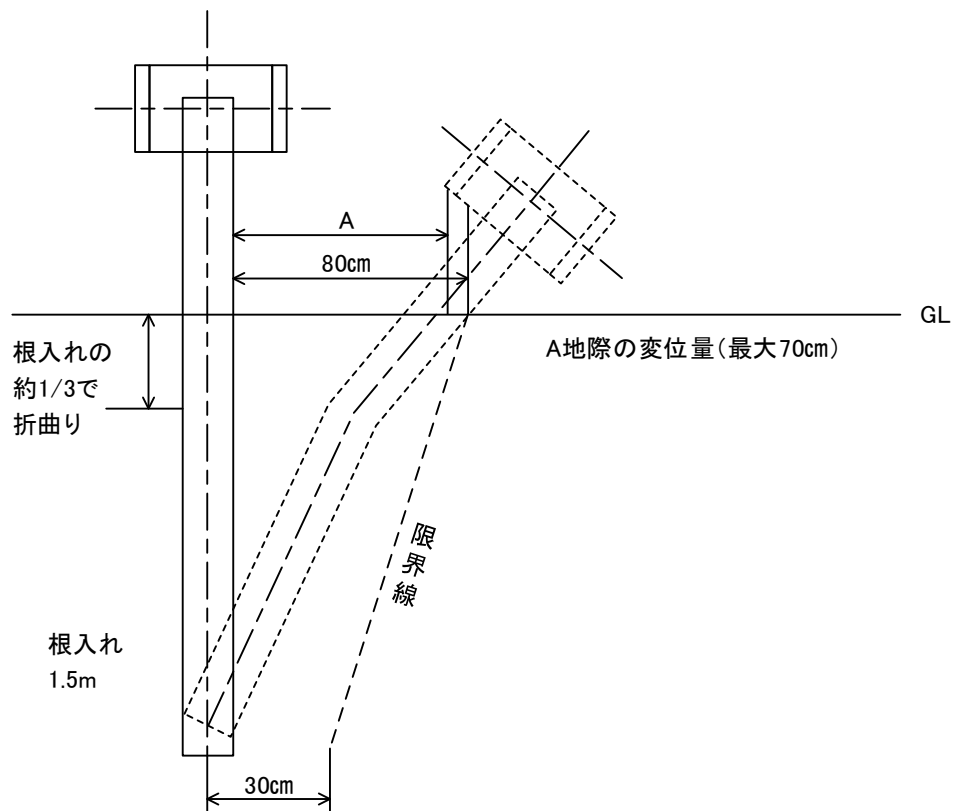
表 7.3.145 波付硬質ポリエチレン管 (FEP) の標準寸法

呼び径	$\phi 30$	$\phi 50$	$\phi 80$
内径 (mm)	30.0	50.0	80.0
外径 (mm)	40.0	65.0	102.0
内径断面積	706.5	1962.5	5024.0

出典：調査団

D. 埋設位置

- I. 地中埋設部の管路の埋設位置は、管路の安全性、施工性、経済性等を勘案して決定する。
- II. 他の埋設部や構造物との競合が少なく、規定の深度及び線形を確保できる位置とする。
- III. 管路の埋設位置は、極力同一断面で施工が可能な位置に埋設し、工事的に直線施工ができることが望ましい。
- IV. 路肩の埋設では、豪雨等によって路肩の損壊が生じる場合等を想定し可能な限り管路の損傷がない位置まで埋設深度を下げるようにする。
- V. 管路の埋設位置は他所管の地中埋設物（通信、電気、水道、ガス等）との関係により決定されることが多いが、原則的には歩道部とし、状況によっては車道部中央分離帯、路肩部分等にも埋設する。
- VI. ガードレールポストの打ち込み衝撃、車両衝突等による管路の損傷を回避するため、埋設位置は原則として出典：調査団
- VII. 図 7.3.129「ガードレールポストの変形状況」における限界線より離して埋設する。
- VIII. 道路横断管路は、道路中心線に対して直角に横断するようにする。



出典：調査団

図 7.3.129 ガードレールポストの変形状況

E. 埋設の深さ

管路の埋設の深さについては「道路法施工令」及び「電気設備の技術基準」等に準じて設計する。

一般に、埋設管に加わる荷重は、死荷重、活荷重、衝撃荷重に分けられ、例えば、深度の浅い埋設管においては土圧等の死荷重はそれほどでもないが、走行車両や工事用車両が埋設管の上を通行することにより、大きな活荷重や衝撃荷重が発生する。

以上の点を考慮し、管路の標準埋設深さは表 7.3.146 のとおりとする。

なお、ケーブル切断事故等の防止策として、埋設標識シート等により埋設位置の明示を行う。

表 7.3.146 管路標準埋設深さ

埋設場所		埋設最低深さ（参考）	備考
車道部		0.6m 以上 (0.3m+舗装の厚さ)	
歩道部		0.6m 以上	
河川部	堤防天端 裏小段 裏法尻	0.3m 以上	
	高水敷 低水路	1.0m 以上	

注：埋設深さについては、河川、道路管理用等の数値を参照するが、更に、各管理者の指導を受ける場合がある。

その際には、各管理者と折衝・協議の上で決定する。

出典：調査団

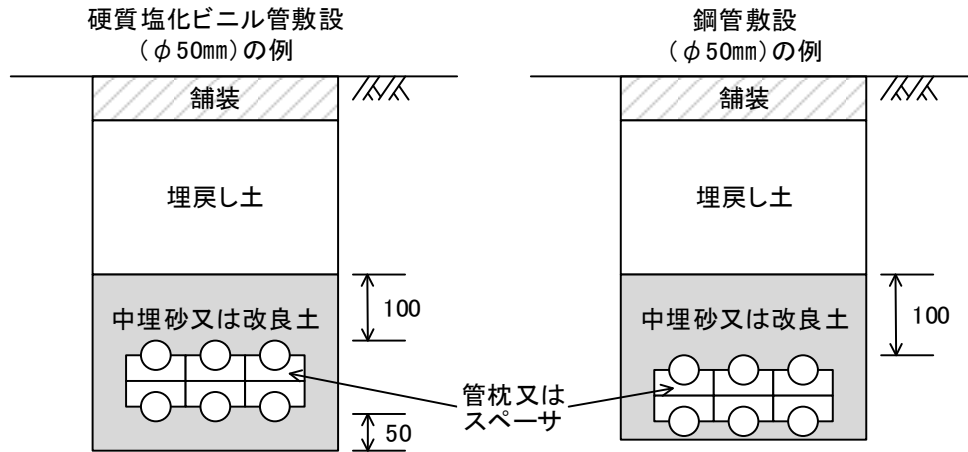
F. 保護土及び配管の配置間隔

① 堀削断面は、管周辺に十分な保護土（中埋砂、粒状改良土）の充填が可能で、管最上段は規定の埋設深さを満足するものとする。

なお、堀削地山が良質の土砂（砂質土）の場合は、基礎工に発生土を用いることも可能とする。

② 管路を多段敷設する場合、段崩れを防止するため、管枕又はスペーサを設置する。

③ 標準的な埋設断面を図 7.3.130 に示す。



出典：調査団

図 7.3.130 埋設管の標準断面（一般部）

G. 他の埋設物との離隔距離

通信管路が電線管等と接近又は交差する場合等、他に規定等がある場合は、それらの法令によるが他所管理埋設物との離隔距離は、標準として表 7.3.147 のとおりとする。

表 7.3.147 他の埋設物との離隔距離（単位：cm）

埋設物		位置関係	
		交 差	平 行
ガス・水道・下水		15 以上	30 以上
地中電線管	低圧・高圧	30 以上*1	30 以上*1
	特別高圧	60 以上*1	60 以上*1
軌 道		100 以上	100 以上*2

* 1：地中電線路との離隔距離は、「電気設備技術基準・解釈第 139 条」、「有線電気通信設備令 第 14 条」による。

ただし、光ファイバケーブル及び電力保安通信線の場合は「電気設備の技術基準・解釈（H.9.6.1 施行版）」第 139 条一項～五項を参照のこと。

* 2：軌道との平行の離隔距離は、「電気設備の技術基準・解釈第 267 条」による。

参考：「電気設備技術基準・解釈（H.9.6.1 施行版）」（通商産業省令）

電圧の種別を

- ① 表 7.3.148 に示す。

表 7.3.148 電圧の種類

	低 圧	高 圧	特 別 高 圧
DC	750V 以下	750V を超え 7,000V 以下	7,000V を超える 電圧
AC	600V 以下	600V を超え 7,000V 以下	

出典：調査団

- ② 他企業埋設物を防護する場合は、当該埋設物の防護方法等について各管理者と充分打ち合せのうえ実施すること。

(ii) 露出配管

露出配管方式を決めるため、「光ファイバケーブル施工要領・同解説」（以下「施工要領」と呼ぶ）を確認した。

A. 一般事項

露出配管は、管路の設置場所の条件を考慮し、関係基準を遵守し、他の構造物との整合性を図り構造力学的に支障がなく、かつ、有利な設置位置を選定するものとする。

〔解説〕

橋梁添架、トンネル（ずい道）等で、地中埋設工法を採用できない場合は、露出配管を行う。管路を露出配管する場合は下記による。

- ① 添架する橋梁の種別（鋼橋・PC橋・コンクリート橋等）により添架スペース・許容添架重量・補強・日覆・耐火防護・橋床マンホールの要否、管種等を充分検討の上、添架方式を決定する。
- ② 露出配管をするトンネル（ずい道）の種別（山岳・シールド等）により、断面に対する配管スペース（建築限界）・管種・管路支持方法・プルボックスの要否等充分検討の上、配管方式を決定する。
なお、露出敷設をする場合（ラック方式・クリップ止め方式等）は、必要により日覆工及び耐火防護工を施す。
- ③ 橋梁添架、トンネル（ずい道）等に露出配管する場合の支持金物の計算は将来の増設ケーブル、さや管の重量を考慮する。

B. 橋梁添架

橋梁へ添架する場合の管路添架の設計に当たっては、添架する橋梁の種別及び構造並びに管路の種別、配列、条数、耐火防護等の建設並びに保守の施工性を勘案するものとする。

また、他の占用物件等を考慮して、添架位置や添架方式を選定するものとする。

〔解説〕

添架する橋梁の適用

添架する橋梁は、基盤設備の将来構想に適合し、かつ、安定性、架替及び廃止計画等を総合的に勘案して決定する。

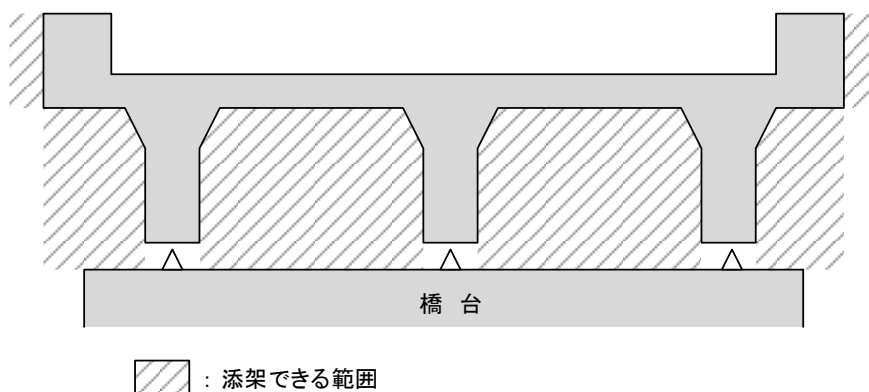
- ① 振動の少ない橋梁を選定する。
- ② 直流電鉄（電車の通行等）による電食の恐れのある橋梁は避ける。
- ③ 架替の計画、又は予想される橋梁は避ける。

- ④ 洪水による被害経歴のある橋梁、又はその恐れがあると予想される橋梁を避ける。
- ⑤ 耐震対策（落橋防止等含む）の施されていない橋梁は避ける。
 なお、やむを得ず、振動の大きい橋梁、電食の恐れのある橋梁、被災履歴のある橋梁に添架する場合は、防護対策等必要な措置を取れる。

C. 添架位置の選定

管路の添架位置は、道路橋の桁の両側又は床版の下で、洪水時の流水等による外力、直射日光などの自然の物理的、化学的作用を受けにくい箇所を選定する。

- ① 道路側に添架できる範囲を図 7.3.131 に示す。



出典：調査団

図 7.3.131 道路橋で添架できる範囲図

- ② 管路が側方添架等により橋桁外に露出する場合は、洪水時を考慮しできるだけ下流側に添架する。
- ③ 橋梁は、美観等を考慮し設計しているので、管路を添架することによって美観を損なわないよう留意する。

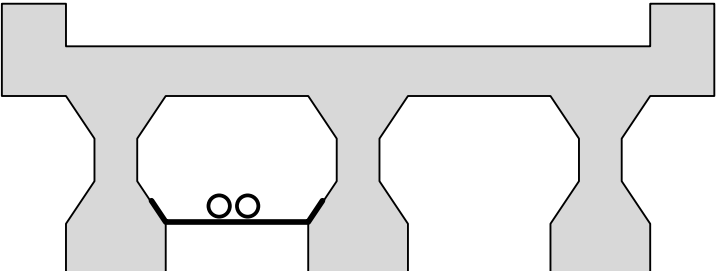
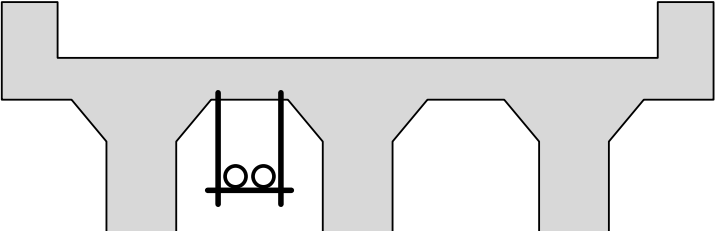
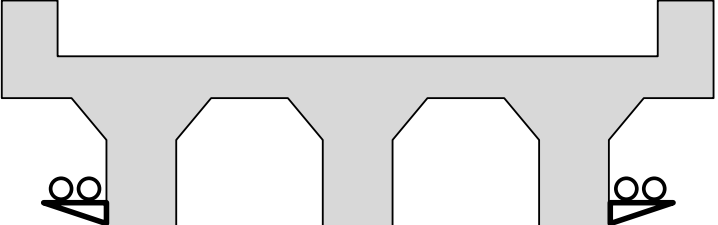
【注釈】

高欄外壁に添架する場合は、美観及びセキュリティー等を充分考慮の上橋梁管理者と協議すること。

D. 添架形式の選定

添架形式は、取付ける橋梁の種別・構造・管路の種別・配列・条数・耐火防護等の建設及び保守の施工性も考慮し、合理的な構造を個別に検討の上選定する。

① 添架形式の概要図を図 7.3.132 に示す。

形 式	概 要 図
受桁方式 ＊床版の下で両側の桁 を利用する方式	
吊り下げ方式 ＊床版から吊り下げる 形式	
ブラケット方式 ＊桁の側面を利用する 形式	

出典：調査団

図 7.3.132 添架形式の概要図

- ② 添架形式は、橋の桁、床版を利用する他、道路橋の橋台、橋桁を利用し専用橋の上部構造（パイプビーム橋等）を添架する形式もある。
- ③ 橋梁にアスファルト舗装の歩道がある場合は、歩道部への埋設を考慮する。ただし、舗装厚が十分にあるか、又は舗装厚を加えることが可能かの検討が必要である。

E. 添架管路

管種の選定

橋梁に添架する管種には、硬質塩化ビニル管（VP）、厚鋼電線管（GP）、ポリエチレン被覆鋼管（PLP）、ケーブル保護用合成樹脂被覆鋼管（PLC）、繊維強化プラスチック管（FRP）等がある。

なお、耐候性及び塩害地域等により硬質塩化ビニル管や鋼管が適用できない場合は、繊維強化プラスチック管（FRP）を検討する。

- ・ 差込継手硬質塩化ビニル管は、温度伸縮、自動車の制動荷重による振動及び地震による振動等の外力が作用した場合、継手離脱の可能性がある。よって、硬質塩化ビニル管を適用する場合は、硬質塩化ビニル管（継手部なし）と硬質塩化ビニル管ソケット（接着式）を使用する。

ただし、短区間（5m 程度）で継手離脱の可能性が無い場合は、差込継手硬質塩化ビニル管を使用しても良い。

- FRP 管は、硬質塩化ビニル管と比べ強度、耐候性、耐塩害性に優れ、温度伸縮が少ない等の特徴がある。

支持点の設計

管路は、一般支持点及び特殊支持点により支持する。

＊支持点の構造

- 一般支持点：管軸方向への移動を可能とした構造
- 特殊支持点：管軸方向への移動を拘束した構造

＊管路の支持間隔は、管の種類、管の水平移動、軸たわみ、許容荷重、橋梁振動との共振を考慮して決定する。

管路の支持間隔を表 7.3.149 に示す。

表 7.3.149 支持間隔（硬質塩化ビニル管の例）

支持点種別	適用区間	支持間隔	備考
一般支持点	橋桁一般部	支持点相互の間隔 ：1.5m 以下	
特殊支持点	橋台際	橋台に隣接する支持点と橋台前面との間隔 ：2.5m 以下	
	橋桁不連続部	橋桁不連続部に隣接する両側の支持点相互の間隔 ：2.5m 以下	
	橋桁一般部	支持点相互の間隔 ：20m 以下	

出典：調査団

(iii) ハンドホール及びマンホールの設置

A. 一般事項

ハンドホールの設置方式を決めるため、「光ファイバケーブル施工要領・同解説」（以下「施工要領」と呼ぶ）を確認した。

ハンドホール及びマンホールの設計に当たっては、光ファイバケーブルの接続及び分岐点並びに管路線形、地下占用物件による制約、敷設するケーブル種類等を総合的に勘案し、設置位置、容量、構造等を選定するものとする。

[解説]

B. 適用区分

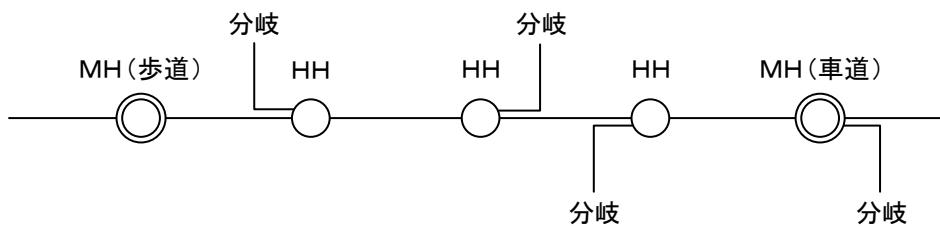
- ① ハンドホールは、歩道から下床面までの深さが 2m 以内の構造を適用できる箇所に設置することを標準とする。また、車道上においては、ケーブル敷設点検時の事故防止等を考慮し、マンホールを設置することとする。
- ② ハンドホール等には、ケーブル接続用と通線用があり、各々ケーブル分岐用管路の取出しを可能とする。

- ③ ハンドホール等の形状は直線型を標準とするが、道路形態、管路分岐方向により出窓形式が適当な場合は、ケーブル収容の可否を考慮の上適用する。

【注釈】

- (1) ハンドホールは、箱型躯体に角蓋又は丸蓋を取付けた構造のもので歩道に設置する。やむを得ず車道に設置する場合は、マンホールを適用する。
- (2) マンホールは、スラブを有する箱型躯体に、丸蓋を取付けた構造のもので、原則車道に設置する。

〔図例〕



- (3) ハンドホール等の出窓形式は、ハンドホール内でのケーブルの曲げスペースを凸出部で吸収させ、躯体の寸法を拡大させないための形式で、道路横断等の管路取付に適している。適用に当たっては、ケーブル敷設線形、柵位置、クロージャスペース等を検討の上決定する。

C. 設置位置

ハンドホール等の設置位置は、ケーブルの接続・分岐点・管路線形・地上及び地下占用物件による制約等、総合的に勘案して設置位置を決定する。

【注釈】

1. ハンドホール等の設置位置は、ケーブルの接続・分岐点、道路形態、管路の平面・縦断線形、径間長、特殊区間の有無、既設占用物及び道路管理用附属施設の有無等、総合的に勘案して設置位置を決定する。
2. ハンドホール等の設置は、既設占用物の移設等が極力生じない位置とし、必要により事前に埋設物調査（試験掘、埋設物調査等）を行って決定する。
3. 道路附属施設等とのアクセスポイントは、事前に調査を行い、ハンドホール等の容量、アクセス管路の取付位置等を含め、検討の上設置位置を決定する。
4. 山岳部等崖崩れの恐れのある道路における設置位置は、原則として山側とする。
5. ハンドホール等の設置計画の際には、ケーブルの接続箇所等を考慮する。

また、各々の径間長は、線形（交角、曲率半径）収容ケーブルの種別、ケーブル許容けん引張力、工事の施工性等を考慮し、概ね 250m の範囲内で設置計画を行う。

なお、橋梁等で曲線部が連続する区間では、ケーブル敷設張力を考慮し、径間長を短縮する。

D. 容量及び構造

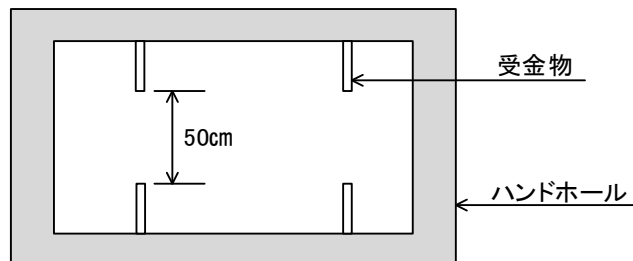
- ① ハンドホール等の容量は、ケーブル許容曲げ半径、クロージャ寸法、受金物寸法作業スペース、ケーブル余長及び管路取付位置等により決定する。
- ② ハンドホール等は、セメントコンクリート製のプレキャスト製品を標準とするが所定の機能、強度を満たすものであれば、他の材料による製品の採用も可能とする。

【注釈】

1. ハンドホール等の容量は、歩車道区分及び標準部、交差点部の適用区分及び管路取付条数等により決定するが、内法寸法の決定に当たっては、ケーブル条数・種別・許容曲げ半径・クロージャ寸法等により、必要容量を決定する。
 - (1) ハンドホールでのケーブル接続は、路上（地上）接続となる。このためケーブル接続作業及びクロージャ移動、収容等に必要な余長を確保する。
2. ハンドホールの内法寸法の決定

1000 芯以下の光ファイバケーブルを収容する場合の標準値は、下記のとおりである。なお、多芯ケーブル、メタル、メタル複合ケーブル及び電力ケーブルを収容する場合は、許容曲げ半径等により個別に設計する。

 - (1) ハンドホール等に収容される光ファイバケーブルの許容曲げ半径は、ケーブル外径の 10 倍以上とする。
 - (2) ハンドホールの受金物取付位置は、最上段が躯体上端から 20cm 以上、最下段は、床版より 65cm 以上の位置とする。また、水平間隔は 80cm とする。
 - (3) ハンドホールの作業スペース幅は、最低でも 50cm 程度を確保する。



- (4) 光ファイバケーブルをハンドホールにおいて接続し、収容する場合は図 7.3.133 に示す状態となるのが一般的である。

この時のハンドホール必要有効長 L は、次式にて求めることができる。

$$L = 2(R + b + c) + a$$

ここに

- L : ハンドホールの必要有効長
- a : クロージャ長
- b : ケーブル直線部必要長
- R : ケーブル許容曲げ半径
- c : ケーブルと壁面の離れ

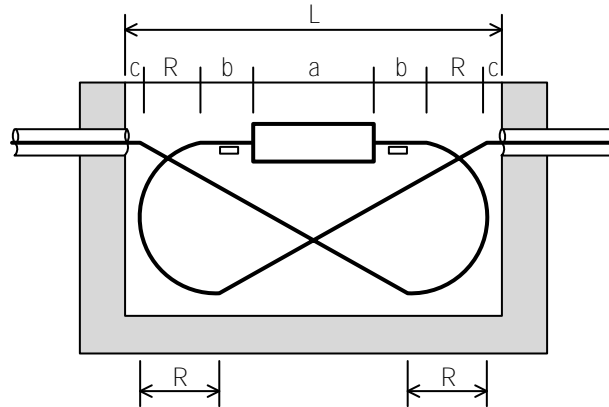


図 7.3.133 ハンドホール必要有効長

計算例（1000 芯・ケーブル外径 30mm の場合）

$$L=2(0.3+0.1+0.05)+0.70=1.60$$

- a : クロージャ長 0.70m
- b : ケーブル直線部必要長 0.10m
- R : ケーブル許容曲げ半径 0.30m
- c : ケーブルと壁面の離れ 0.05m

- (5) 引き通しのみに適用するハンドホールは、クロージャが設置されないことから、クロージャの寸法分の縮小は可能であるが、ハンドホールの内空はケーブル回し等が関係することから、むやみに縮小せず、現在国土交通省で用いられている 6 号ハンドホールに準じた大きさとする。
- (6) ハンドホール等には、筋金物、プーリングボルト、ステップボルト、インサートボルト等必要な付属金物を取付ける。

③ ハンドホールの鉄蓋

- a. ハンドホールの鉄蓋は、角形又は丸型の鋳鉄製鉄蓋を使用し、管理者標識及び情報 BOX 表示を施すこと。
また、簡易防水構造とし、セキュリティーを確保するため鍵穴に施錠ができる構造とすること。
- b. ハンドホールの鉄蓋は、路上接続を考慮し、全開放型とする。
なお、鉄蓋の落下防止対策を施すこととする。

④ ハンドホールの溜水対策（防水・排水）

- a. 防水対策の必要性
ハンドホール内に収容されるケーブル・クロージャは、殆ど防水仕様になっているが、ケーブル接続作業等及び設備の維持管理上多量の溜水は好ましくない。また、

多量の溜水は、クロージャからの浸水故障の原因となる他、連続した傾斜地の下方ハンドホールは、降雨浸水により鉄蓋からの噴水、鉄蓋の浮上事故が発生する場合がある。

b. 溜水原因

ハンドホールに溜水する原因は、降雨による路面からの雨水浸水、ハンドホール・管路本体のクラック、欠損等による地下水の浸水、ハンドホール・管路内の温度差による結露等が考えられるが、最も大きな溜水原因は降雨による雨水浸水である。

c. ハンドホールの防水対策（鉄蓋からの雨水流入対策）

ハンドホールの鉄蓋は簡易防水仕様が一般的で、路面冠水等に対する完全防水対策は施していない。

一般的には防水対策と排水対策を組み合わせた溜水対策を実施することが望ましい。

・防水対策の例

- i. 防水用ゴムパッキンを受枠と蓋の間に全周にわたり設置し、ボルトで締め付ける。
- ii. 防水キャップを受枠全面に設置し、ゴムリングにより締め付ける。

・排水対策の例

- i. 自然排水式 排水孔設置……………一般地
逆止弁付ピット……………地下水位の高い場所
- ii. 強制排水式 小型排水ポンプ設置……………窪地等で常に溜水のある場所
- iii. 配水管による下水放流式……………連続した傾斜地の最下点等

E. ハンドホール等への管路取付

- ① ハンドホール等(マンホール含む)への管路取付部には、土圧及び車両による荷重の他、地震応力、管自体の伸縮力がかかるが、いかなる場合にもハンドホール等と管との離脱があってはならない。従ってダクト口にはこれらを吸収するためのダクトスリーブを設置する。

なお、プレキャスト製ハンドホール等では、ダクトスリーブは原則工場で取付けてあるものとする。

- ② ハンドホール等へ取付ける管の中心間隔は、呼び径 50mm の場合は 95mm 間隔とする。

F. 管路の勾配とハンドホールの位置

管路の勾配とは、ハンドホール間で管路の傾斜状況を示すものであり、ハンドホール及び管路内部に水や土砂が滞留しないようにするためのものである。

勾配は道路の地盤高及び地下埋設物の深度によって以下のように分けられる。

G. 水 平

管路に勾配のない水平の状態、管路内部等に水や土砂が滞留する恐れがあるため、必要により水や土砂の侵入防止用の止水栓等を設けること。

H. 片勾配

管路が一方のハンドホールに直線的な傾斜を持ち、管路内部の水、土砂はハンドホールへと流出するため、理想的な勾配である。

I. 中高両勾配

管路の中央部が高く、両ハンドホールに向かって下り勾配のもので、良好な勾配である。

J. 中低両勾配

管路の中央部が低く両勾配に向かって、登り勾配のものであり、管路内部に水及び土砂が滞留するため、このような管路は極力避ける。やむを得ずい場合は、水や土砂の侵入防止用の止水栓等を設けること。

K. 中低片勾配

管路中央の一部分に、両ハンドホールの管路取出し口を結んだ直線より低い箇所があり、その箇所より一方のハンドホールへは下り勾配、他方のハンドホールへは、登り勾配のもので良好な勾配である。

(b) 伝送路経路

本設計において対象となる遠隔監視制御設備は、EFCOS を起点として、MCGS 遠隔操作室と Cainta 水門遠隔操作室に設置されることが予定されている。情報通信のための伝送経路は、これら拠点を接続する経路を表 7.3.150 及び図 7.3.134 に示す通り設定する。

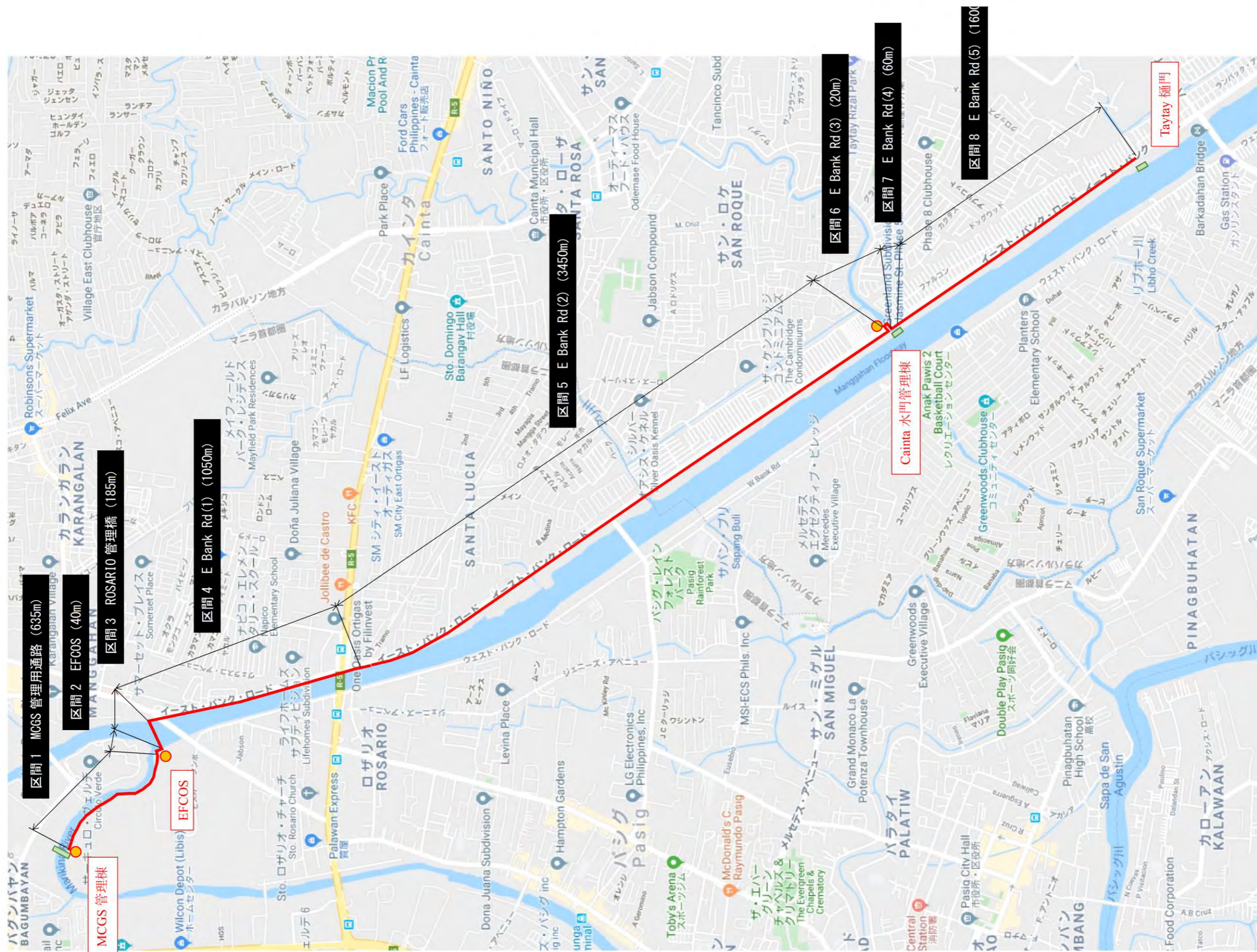
表 7.3.150 伝送経路

区間番号	区間名称	起 点	終 点	区間延長(m)
1	MCGS 管理用通路	EFCOS	MCGS 管理棟	635
2	EFCOS	EFCOS	ROSARIO 堰管理橋右岸	40
3	ROSARIO 堰管理橋	ROSARIO 堰管理橋右岸	ROSARIO 堰管理橋左岸	185
4	E Bank Rd (1)	ROSARIO 堰管理橋左岸	Ortigas Bridge	1,050
5	E Bank Rd (2)	Ortigas Bridge	Cainta 管理棟	3,450
6	E Bank Rd (3)	Cainta 管理棟	Cainta 管理橋右岸	20
7	E Bank Rd (4)	Cainta 管理橋右岸	Cainta 管理橋左岸	60
8	E Bank Rd (5)	Cainta 管理橋左岸	Taytay 樋門	1,600

出典：調査団

なお光回線によるデータ伝送の確実性を担保するためには、スター型ネットワーク〔1つの拠点（本設計ではEFCOS）に複数のノード（本設計ではMCGS管理棟及びCainta水門管理棟）を接続しているトポロジー形態〕では無く、メッシュ型ネットワーク（複数の拠点・ノードを相互接続し特定の区間に障害が発生しても通信路を迂回し通信する）またはループ型ネットワーク（全ての拠点をループ状に接続し一部の区間に障害が発生した時に逆ルートをとることにより通信する）を構成することが必要である。

しかしながら本設計においては、メッシュ型ネットワーク又はループ型ネットワークを構成するための光回線敷設ルートの設定が現場状況・道路状況から困難であることを鑑み、敷設回線の冗長化によりデータ伝送の確実性を担保するものとする。



出典：Google Map に調査団加筆

図 7.3.134 伝送経路

(c) 区間別敷設計

(i) 区間 1 (MCGS 管理用通路)

A. 概要

区間 1 (MCGS 管理用通路) は、EFCOS から MCGS 管理棟までの延長約 635m の区間である。

B. 敷設方針

区間 1 は、MCGS までの区間において Marikina 本川左岸堤防が新たに整備される。これよりことを踏まえ、管理用通路への埋設を考える。なお管理用通路は、MCGS への車両通行も予定されていることを踏まえ、「光ファイバケーブル施工要領・同解説」に準じて管路条数、管径、埋設位置、埋設深及び配管配置を決定する。

C. 敷設線路

区間 1 に敷設される線路は、通信線（光ファイバケーブル）と電源線（MCGS 低圧受電位置から MCGS 受電盤までの電源線路）を設置する。

D. 通信線

区間 1 で想定される伝送量（表 7.3.142 参照）及び区間延長を踏まえ SM-4C を敷設する。データ通信の確実性を踏まえ SM-4C を 2 条敷設する。

E. 電源線

EFCOS において低圧受電（三相三線式 220V）し、MCGS まで引き込むことを想定している。受電位置から MCGS 管理棟受電盤までの敷設延長と電圧降下量から、敷設する電源線は、CV-325sq-3C を 4 条敷設する。

F. 敷設管路

通信線管路は、内線規定により、絶縁電線の本数が 10 本以下と 10 本以上の場合と、さらに厚鋼電線管、薄鋼電線管、ねじなし電線管に分けて規定されている。管の屈曲が少なく、容易に電線の引き入れおよび引き替えができる場合は、電線が同一の太さの場合は電線の被覆絶縁物を含む断面積の総和が管の内断面積の 48% 以下、異なる太さの場合は 32% 以下となるように選定することになっている。敷設する通信線仕様及び電源線仕様から、区間 1 における管路仕様は、以下の通りとする。

表 7.3.151 管路仕様

種別	ケーブル条数	外径 (mm)	断面積 (mm ²)	管内ケーブル断面積 (mm ²)	配管サイズ (FEP)	管路条数
SM-4C	2	10.5	8.77	17.54	FEP30	2

出典：調査団

G. 敷設方法

区間 1 における敷設は、「光ファイバケーブル施工要領・同解説」に準じ、車道部への埋設として、0.6m 以上の埋設とする。

H. ハンドホールの敷設

区間 1 における敷設は、「光ファイバケーブル施工要領・同解説」に準じ、約 250m の範囲に 1 箇所敷設する。

(ii) 区間 2 (EFCOS)

A. 概要

区間 2 (EFCOS) は、EFCOS と ROSARIO 堰管理橋右岸までの延長約 40m の区間である。

B. 敷設方針

区間 2 は、EFCOS 構内における通信路である。同区間においても、「光ファイバケーブル施工要領・同解説」に準じて管路条数、管径、埋設位置、埋設深及び配管配置を決定する。

C. 敷設線路

区間 2 に敷設される線路は、通信線（光ファイバケーブル）のみである。同区間では通信路を対象とした管路を敷設する。

【通信線】

区間 2 で想定される伝送量（表 7.3.142 参照）及び区間延長を踏まえ SM-4C を敷設する。データ通信の確実性を踏まえ SM-4C を 2 条敷設する。

D. 敷設管路

区間 2 における管路仕様は、以下の通りとする。

表 7.3.152 管路仕様

種別	ケーブル条数	外径 (mm)	断面積 (mm ²)	管内ケーブル断面積 (mm ²)	配管サイズ (FEP)	管路条数
SM-4C	2	10.5	8.77	17.54	FEP30	2

出典：調査団

E. 敷設方法

区間 2 における敷設は、「光ファイバケーブル施工要領・同解説」に準じ、車道部への埋設として、0.6m 以上の埋設とする。

(iii) 区間 3 (ROSARIO 堰管理橋)

A. 概要

区間 3 (ROSARIO 堰管理橋) は、ROSARIO 堰管理橋右岸及び ROSARIO 堰管理橋左岸岸までの延長約 185m の区間である。

B. 敷設方針

区間 3 は、EFCOS から Cainta 水門管理棟に至る一連区間の中で、ROSARIO 堰管理橋を横断する区間である。同区間においては、現地状況から、ROSARIO 堰管理橋主桁への橋梁添架による敷設とし、「光ファイバケーブル施工要領・同解説」に準じて敷設方法を決定する。



出典：調査団

図 7.3.135 区間3への敷設ルート（ROSARIO 堰管理橋 橋梁添架）

区間3は、EFCOS から Cainta 水門管理棟に至る通信路である。同区間においても、「光ファイバケーブル施工要領・同解説」に準じて管路条数、管径、埋設位置、埋設深及び配管配置を決定する。

C. 敷設線路

区間3に敷設される線路は、通信線（光ファイバケーブル）のみである。同区間では通信路を対象とした管路を敷設する。

【通信線】

区間3で想定される伝送量（表 7.3.142 参照）及び区間延長を踏まえ SM-4C を敷設する。データ通信の確実性を踏まえ SM-4C を2条敷設する。

D. 敷設管路

区間3における管路仕様は、以下の通りとする。

表 7.3.153 管路仕様

種別	ケーブル条数	外径 (mm)	断面積 (mm ²)	管内ケーブル断面積 (mm ²)	配管サイズ (FEP)	管路条数
SM-4C	2	10.5	8.77	17.54	FEP30	2

出典：調査団

E. 敷設方法

区間3における敷設は、「光ファイバケーブル施工要領・同解説」に準じ、橋梁主桁への管路添架とする。添架形式は、支持間隔は、同基準に準じ、一般支持点（橋桁一般部、支持点相互の間隔 1.5m 以下と設定する）。

(iv) 区間4 (E Bank Rd #1)

A. 概要

区間4 (E Bank Rd #1) は、ROSARIO 堰管理橋左岸から Ortigas Bridge までの延長約 1,050m の区間である。

B. 敷設方針

区間4は、EFCOS から Cainta 水門管理棟に至る一連区間の中で、Manggahan 放水路左岸護岸部に敷設する区間である。同区間においては、現地状況から護岸パラペット表法部への敷設とし、「光ファイバケーブル施工要領・同解説」に準じて敷設方法を決定する。



出典：調査団

図 7.3.136 区間4への敷設ルート（護岸添架）



出典：調査団

図 7.3.137 区間 4 への敷設ルート（護岸添架）

C. 敷設線路

区間 4 に敷設される線路は、通信線（光ファイバケーブル）のみである。同区間では通信線を対象とした管路を敷設する。

【通信線】

区間 4 で想定される伝送量（表 7.3.142 参照）及び区間延長を踏まえ SM-4C を敷設する。データ通信の確実性を踏まえ SM-4C を 2 条敷設する。

D. 敷設管路

区間 4 における管路仕様は、以下の通りとする。

表 7.3.154 管路仕様

種別	ケーブル条数	外径 (mm)	断面積 (mm ²)	管内ケーブル断面積 (mm ²)	配管サイズ (FEP)	管路条数
SM-4C	2	10.5	8.77	17.54	FEP30	2

出典：調査団

E. 敷設方法

区間4における敷設は、「光ファイバケーブル施工要領・同解説」に準じ、橋梁主桁への管路添架とする。添架形式は、支持間隔は、同基準に準じ、一般支持点（橋桁一般部、支持点相互の間隔1.5m以下と設定する）。

(v) 区間5（E Bank Rd #2）

A. 概要

区間5（E Bank Rd #2）は、Ortigas Bridge から Cainta 水門管理棟までの延長約3,450mの区間である。

B. 敷設方針

区間5は、EFCOS から Cainta 水門管理棟に至る一連区間の一部である。ROSARIO 堰管理橋左岸から Ortigas Bridge までの区間は、護岸への添架が可能である。しかし Ortigas Bridge より先の区間については、Pasig 市による護岸工事及び河川公園工事が行われており、護岸への添架が難しい。以上より同区間においては、E Bank Rd への道路埋設により敷設するものとする。なお敷設方法は、「光ファイバケーブル施工要領・同解説」に準じて管路条数、管径、埋設位置、埋設深及び配管配置を決定する。



出典：調査団

図 7.3.138 区間5 Pasig 市による護岸工事・河川公園工事の状況



出典：調査団

図 7.3.139 区間5への敷設ルート（道路埋設）

C. 敷設線路

区間5に敷設される線路は、通信線（光ファイバケーブル）のみである。同区間では通信線を対象とした管路を敷設する。

【通信線】

区間5で想定される伝送量（表 7.3.142 参照）及び区間延長を踏まえ SM-4C を敷設する。データ通信の確実性を踏まえ SM-4C を2条敷設する。

D. 敷設管路

区間5における管路仕様は、以下の通りとする。

表 7.3.155 管路仕様

種別	ケーブル条数	外径 (mm)	断面積 (mm ²)	管内ケーブル断面積 (mm ²)	配管サイズ (FEP)	管路条数
SM-4C	2	10.5	8.77	17.54	FEP30	2

出典：調査団

E. 敷設方法

区間5における敷設は、「光ファイバケーブル施工要領・同解説」に準じ、車道部への埋設として、0.6m以上の埋設とする。

(vi) 区間6 (E Bank Rd #3)

A. 概要

区間6 (E Bank Rd #3) は、Cainta 管理棟から Cainta 管理橋右岸までの延長約 20m の区間である。

B. 敷設方針

区間6は、Cainta 管理棟から Taytay 樋門に至る一連区間の一部である。同区間においては、E Bank Rd への道路埋設により敷設するものとする。なお敷設方法は、「光ファイバケーブル施工要領・同解説」に準じて管路条数、管径、埋設位置、埋設深及び配管配置を決定する。



出典：調査団

図 7.3.140 区間6への敷設ルート（道路埋設）

C. 敷設線路

(vii) 区間 6 に敷設される線路は、通信線（光ファイバケーブル、Cainta 水門水位計用ケーブル及び Taytay 樋門水位計用ケーブル）である。同区間では通信路を対象とした管路を敷設する。

【通信線】

区間 6 で想定される伝送量（表 7.3.142 参照）及び区間延長を踏まえ SM-4C と光給電型水晶式水位計専用ケーブル（φ 12.5）を敷設する。データ通信の確実性を踏まえ SM-4C を 2 条、水位計用として 4 条（Cainta 水門×2 条+Taytay 樋門×2 条）敷設する。

A. 敷設管路

区間 6 における管路仕様は、以下の通りとする。

表 7.3.156 管路仕様

種 別	ケーブル条数	外 径 (mm)	断面積 (mm ²)	管内ケーブル断面積 (mm ²)	配管サイズ (FEP)	管路条数
SM-4C	2	10.5	8.77	17.54	FEP50	2
光水晶式センサー	4	39.27※	122.72	490.88		

※光水晶式センサー専用ケーブルφ 12.5 より算出

出典：調査団

B. 敷設方法

区間 6 における敷設は、「光ファイバケーブル施工要領・同解説」に準じ、車道部への埋設として、0.6m 以上の埋設とする。

(viii) 区間 7 (E Bank Rd #4)

A. 概要

区間 7 (E Bank Rd #4) は、Cainta 管理橋右岸から Cainta 管理橋左岸までの延長約 60m の区間である。

B. 敷設方針

区間 7 は、Cainta 管理棟から Taytay 樋門に至る一連区間の一部である。同区間においては、新設される Cainta 水門管理橋主桁への橋梁添架による敷設とし、「光ファイバケーブル施工要領・同解説」に準じて敷設方法を決定する。

C. 敷設線路

区間 7 に敷設される線路は、通信線（光ファイバケーブル、Cainta 水門水位計用ケーブル及び Taytay 樋門水位計用ケーブル）である。同区間では通信路を対象とした管路を敷設する。

【通信線】

区間 7 で想定される伝送量（表 7.3.142 参照）及び区間延長を踏まえ SM-4C と光給電型水晶式水位計専用ケーブル（φ 12.5）を敷設する。データ通信の確実性を踏まえ SM-4C を 2

条，水位計用として4条（Cainta水門×2条+Taytay樋門×2条）敷設する。

D. 敷設管路

区間7における管路仕様は，以下の通りとする。

表 7.3.157 管路仕様

種別	ケーブル条数	外径 (mm)	断面積 (mm ²)	管内ケーブル断面積 (mm ²)	配管サイズ (FEP)	管路条数
SM-4C	2	10.5	8.77	17.54	FEP50	2
光水晶式センサー	4	39.27※	122.72	490.88		

※光水晶式センサー専用ケーブルφ12.5より算出

出典：調査団

敷設方法

区間7における敷設は，「光ファイバケーブル施工要領・同解説」に準じ，橋梁主桁への管路添架とする。添架形式は，支持間隔は，同基準に準じ，一般支持点（橋桁一般部，支持点相互の間隔1.5m以下と設定する）。

(ix) 区間8 (E Bank Rd #5)

A. 概要

区間8 (E Bank Rd #5) は，Cainta管理橋左岸からTaytay樋門までの延長約1,600mの区間である。

B. 敷設方針

区間8は，Cainta管理棟からTaytay樋門に至る一連区間の一部である。Cainta管理橋左岸からTaytay樋門までの区間は，区間5と同様，E Bank Rdへの道路埋設により敷設するものとする。なお敷設方法は，「光ファイバケーブル施工要領・同解説」に準じて管路条数，管径，埋設位置，埋設深及び配管配置を決定する。



出典：調査団

図 7.3.141 区間 8 への敷設ルート（道路埋設）

C. 敷設線路

区間 8 に敷設される線路は、通信線（光ファイバケーブル及び Taytay 樋門水位計用ケーブル）である。同区間では通信路を対象とした管路を敷設する。

【通信線】

区間 8 で想定される伝送量（表 7.3.142 参照）及び区間延長を踏まえ SM-4C と光給電型水晶式水位計専用ケーブル（φ12.5）を敷設する。データ通信の確実正を踏まえ SM-4C を 2 条、水位計用として 2 条（Taytay 樋門×2 条）敷設する。

D. 敷設管路

区間 8 における管路仕様は、以下の通りとする。

表 7.3.158 管路仕様

種 別	ケーブル条数	外 径 (mm)	断面積 (mm ²)	管内ケーブル断面積 (mm ²)	配管サイズ (FEP)	管路条数
SM-4C	2	10.5	8.77	17.54	FEP40	2
光水晶式センサー	2	39.27※	122.72	24.044		

※光水晶式センサー専用ケーブルφ12.5より算出

出典：調査団

E. 敷設方法

区間 8 における敷設は、「光ファイバケーブル施工要領・同解説」に準じ、車道部への埋設として、0.6m 以上の埋設とする。

3) ネットワーク機器の選定

(a) 標準ネットワーク機器

IP 伝送装置設計では、次の条件によりネットワークスイッチの選定を行う。なお参考として L3-SW 及び L2-SW の機器仕様を示せば、次頁に示すとおりとなる。

- ① ネットワーク構成上求められる仕様の抽出
- ② ネットワーク機器（L3 及び L2）の機器仕様は、「IP 伝送装置 機器仕様書（案）平成 27 年 3 月 国土交通省」を適用

表 7.3.159 L3-SW 標準仕様 比較

項目	モジュール型			固定型		
	タイプA	タイプB	タイプC	タイプA	タイプB	タイプC
基幹ネットワーク コアスイッチ 本郷系・所内ネットワーク ディストリビューションスイッチ	○	○	-	-	-	-
所内ネットワーク アクセススイッチ	-	-	○	-	○	○
構成	シャーン構成	シャーン構成	シャーン構成	固定構成	固定構成	固定構成
基本部 2重化	○	○	○	x	x	x
電源部 2重化	○	○	○	○	○	○
	AC・DC・AC/DC混在	AC・DC	AC・DC	AC・DC・AC/DC混在	AC・DC・AC/DC混在	AC・DC・AC/DC混在
消費電力	4スロット：2700W 6スロット：4000W 9スロット：4000W	7スロット：1400W	7スロット：1400W	AC/DC：300W	AC：250W,DC：640W	AC：250W,DC：640W
接続ポート	10/100/1000BASE-T 1000BASE-X(SFP) 10GBASE-R(SFP+)	48ポート以上/モジュール 12枚以上/モジュール 12枚以上/モジュール	48ポート以上/モジュール 12枚以上/モジュール 12枚以上/モジュール	48ポート以上 SFP 4枚以上、または SFP+4枚以上	48ポート以上 SFP 2枚以上、または SFP+2枚以上	24ポート以上 SFP 2枚以上、または SFP+2枚以上
バックプレーン容量	2080Gbps以上	848Gbps以上	520Gbps以上	176Gbps以上	176Gbps以上	88Gbps以上
パケット転送能力	4スロット：最大180Mpps以上 6スロット：最大300Mpps以上 9スロット：最大480Mpps以上	最大250Mpps以上	最大225Mpps以上	最大131Mpps以上	最大130Mpps以上	最大65Mpps以上
CISCO相当品	Catalyst6504E等	Catalyst4510R+E等	Catalyst4507R+E等	Catalyst4948E-E等	Catalyst3650-48TQ-E等	Catalyst3650-24TD-E等
CISCO相当品価格	128,000	55,000	55,000	3,600,000	1,800,000	1,200,000
CISCO相当品MACアドレス登録数	1,000,000	256,000	256,000	57,000	32,000	32,000
CISCO相当品最大ルータ数	1,000,000	256,000	256,000	57,000	24,000	24,000

出典：調査団

表 7.3.160 L2-SW 標準仕様 比較

項目	固定型						
	タイプA	タイプB	タイプC	タイプE	タイプF	タイプG	
用途	管内VoIP用コアL2スイッチ（出張所向け）、所内ネットワーク集約用アクセススイッチ						
構成	ラックマウント型	ラックマウント型	ラックマウント型	ラックマウント型	ラックマウント型	ラックマウント型	ラックマウント型
電源部	AC100V	AC100V	AC100V	AC100V	AC100V	AC100V	AC100V
消費電力	48W程度	50W程度	32W程度	38W程度	20W程度	20W程度	36W程度 （本体のみ）
接続 ポート	10/100/1000BASE-T	48ポート以上	-	24ポート以上	8ポート以上	-	-
	10/100BASE-TX	-	48ポート以上	-	24ポート以上	-	24ポート以上
その他	SFP 2枚以上、または SFP+2枚以上	SFP 4枚以上	1000BASE-T 2ポート以上、 またはSFP 2枚以上	SFP 4枚以上	1000BASE-T 2ポート以上、 またはSFP 2枚以上	1000BASE-T 2ポート以上、 またはSFP 2枚以上	1000BASE-T 2ポート以上、 またはSFP 2枚以上
バックプレーン容量	108Gbps以上	108Gbps以上	14Gbps以上	108Gbps以上	108Gbps以上	10Gbps以上	16Gbps以上
パケット転送能力	最大102Mpps以上	最大100Mpps以上	最大10Mpps以上	最大71Mpps以上	最大14Mpps以上	最大6Mpps以上	最大6Mpps以上
PoE給電	-	-	-	-	-	-	○（全ポート） （15.4W/ポート）
CISCO相当品	Catalyst2960X-48TD-L等	Catalyst2960X-48TS-L等	Catalyst2960-Plus 48TC-L等	Catalyst2960X-24TS-L等	Catalyst2960CG-8TC-L等	Catalyst2960-Plus 24TC-L等	Catalyst2960-Plus 24PC-L等

出典：調査団

(b) ネットワーク機器の選定

EFCOS, MCGS（操作室）及び Cainta 水門（操作室）は、管理設備の中核をなすシステム機器類が整備され、各ゲート設備において計測された水位データ、CCTV カメラ映像、警報設備状態及びゲート状態が伝送されることになる。また関連する既設設備（Rosario 堰の監視制御設備等）との接続や、上位機関（DPWH 及び MMDA）への監視情報の伝送が想定されており、整備されるネットワーク機器は、セキュリティ面においても制御可能な機器の整備が必要となる。

以上より、EFCOS, MCGS（操作室）及び Cainta 水門（操作室）に整備するネットワーク機器は、ネットワークのボトルネック化を避けるため、パケット転送能力が大きく、電源部の二重化により安全性・安定性を高めることが可能な L3-SW を配置する。

L3-SW の仕様は、モジュール型のタイプ A～C 及び固定型のタイプ A～C の 6 種類があり、これらは基幹ネットワークを構成することが可能な高スペックの仕様となっている。これらの中から接続ポート数、データ転送容量等において相対的にスペックが低い機器として、「固定型タイプ C」を採用するものとした。電源については、二重化により安全性・安定性を高めるものとし、AC100V を 2 系統で給電することとする。

ここで MCGS と EFCOS を接続する光回線と、Cainta 水門と EFCOS を接続する光回線については、拠点間距離がそれぞれ約 0.6km と約 6km であることから、中距離タイプの SFP ポートをオプションとして追加するものとする。

(c) ネットワーク機器選定結果

以上の検討結果から、L3-SW の機種選定結果をまとめる。

表 7.3.161 L3-SW の機種選定

拠 点	選 定SW	選 定 理 由
MCGS	Catalyst3650-24TD-E L3固定型タイプC (24ポート)	パケット転送能力 最大65Mbps 1000BASE-T 対応機種 電源2重化可能 LANポート数は24 中距離タイプSFPを追加（EFCOS向け）
Cainta水門	Catalyst3650-24TD-E L3固定型タイプC (24ポート)	パケット転送能力 最大65Mbps 1000BASE-T 対応機種 電源2重化可能 LANポート数は24 中距離タイプSFPを追加（EFCOS向け及びTaytay樋門向け）
EFCOS	Catalyst3650-24TD-E L3固定型タイプC (48ポート)	パケット転送能力 最大65Mbps 1000BASE-T 対応機種 電源2重化可能 LANポート数は48 中距離タイプSFPを追加（MCGS向け及びCainta水門向け）

出典：調査団

(3) システム構成

先の検討結果を踏まえ、システム構成図をまとめれば、図 7.3.142 に示す通りとなる。

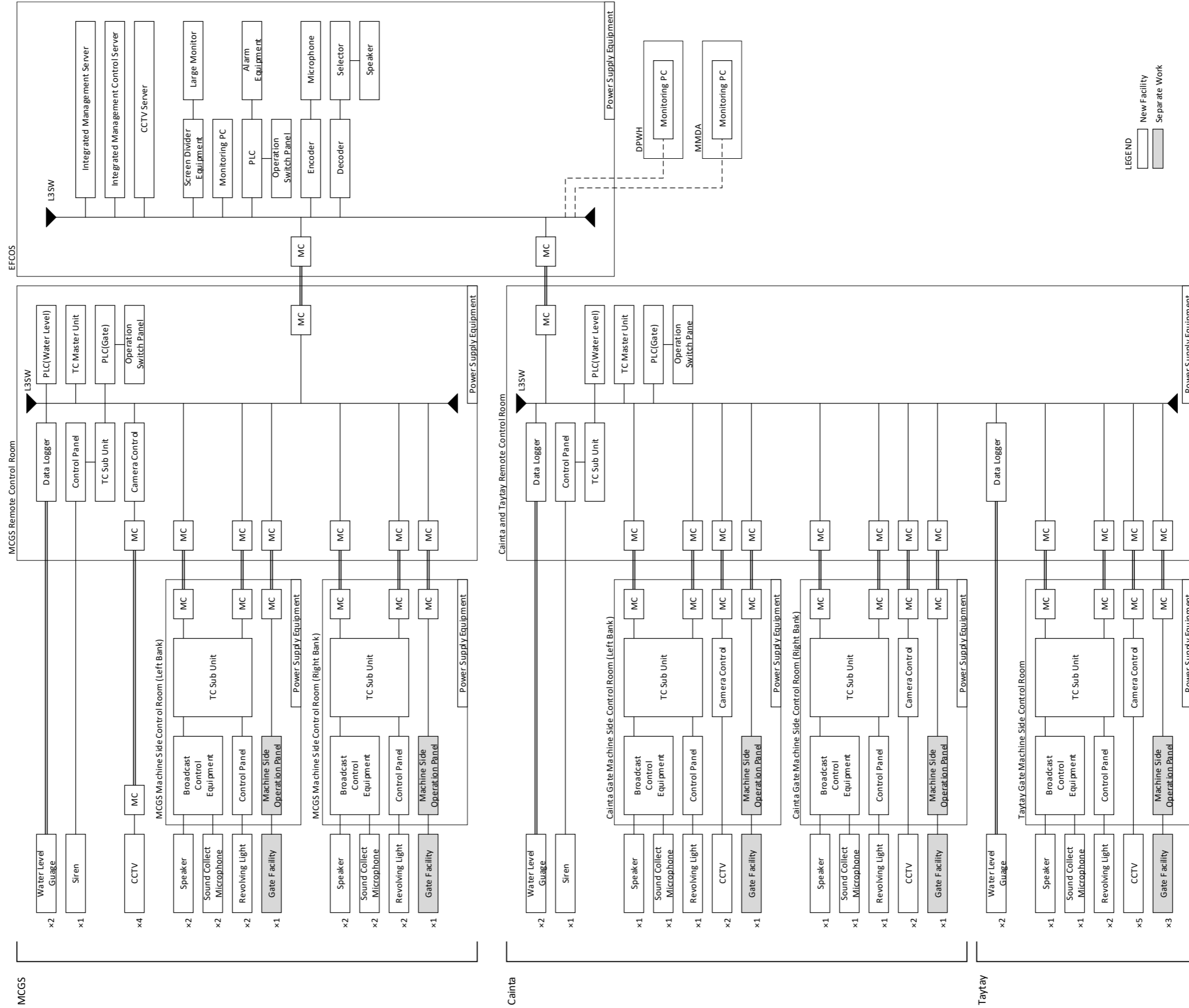


図 7.3.142 全体システム系統図

出典：調査団

(4) 遠隔監視制御設備の検討

1) 統合管理サーバ

(a) 概要

統合管理サーバはシステムの演算、判定、表示などの中枢機能を担う装置である。

(b) 機器仕様

a	タイプ	ラックマウント型
b	CPU	Xeon Gold 5122(4 コア/3.6GHz)×1 以上
c	メモリ	32GB 以上
d	HDD	300GB×3 以上(RAID1+Hotspare)
e	LAN	LAN(1Gbps)×2Port 以上
f	光学ドライブ	内蔵 DVD ドライブユニット
g	その他	電源ユニットは冗長構成とすること

2) 統合管理制御サーバ

(a) 概要

統合管理制御サーバは遠方操作室から MCGS や Cainta の機側機器を制御可能とするための機器とする。また、大型モニタの制御機能も有する。

(b) 機器仕様

a	タイプ	ラックマウント型
b	CPU	Xeon Gold 5122(4 コア/3.6GHz)×1 以上
c	メモリ	32GB 以上
d	HDD	300GB×3 以上(RAID1+Hotspare)
e	LAN	LAN(1Gbps)×2Port 以上
f	光学ドライブ	内蔵 DVD ドライブユニット
g	その他	電源ユニットは冗長構成とすること

(c) 機能仕様

- a ゲート遠方制御
- b サイレン／スピーカー／警報灯遠方制御
- c 集音マイク再生

3) 監視端末装置（監視 PC）

(a) 概要

監視端末装置（監視 PC）は統合管理サーバで作成された Web コンテンツを表示するものとする。

(b) 機器仕様

a	タイプ	デスクトップ型
b	液晶	21 型ワイド液晶（1920×1080）以上
c	CPU	Core(TM)i3-7100×1 以上
d	HDD	500GB 以上
e	メモリ	4GB 以上
f	光学ドライブ	スーパーマルチ
g	OS	Windows10 以上

- h その他 キーボード、マウス含む
 ウィルス対策ソフトを実装すること
 マルチキャスト映像ストリームを本装置で映像表示
 するためのソフト（ソフトデコーダ）を実装すること
 Microsoft Office ソフトを実装すること
 Web コンテンツが表示できること

4) 画面分割装置

(a) 概要

画面分割装置は統合管理制御サーバからの表示制御信号により、55インチモニタ等に映像・Web コンテンツを出力するものである。

(b) 機器仕様

- | | |
|------------|--|
| a 映像出力 | DVIまたはHDMI 1系統 |
| b LAN | LAN×1 port 以上 |
| c 画面分割パターン | 1・3・4・6・9 分割 又はそれ以上 |
| d 多重化形式 | MPEG-2 : MPEG-2 システム PS
H.264 : MPEG-2 システム TS 及び TTS |
| e 映像復号方式 | HD : ITU-T H.264 (ISO/IEC 144496-10)
MP@L4 以上 |

(c) 機能仕様

- | | |
|----------|---|
| a 映像表示 | 現場に設置させる CCTV カメラからの IP ストリーム（マルチキャスト配信）をデコードし大型モニタに表示可能なこと。表示映像は 100 カメラ以上登録可能なこと。 |
| b Web 表示 | 指定した URL の Web コンテンツが表示可能 |
| c 巡回表示 | 映像、Web コンテンツを指定間隔で巡回表示可能設定チャンネル数は、各 100 チャンネル以上 |

5) 大型モニタ

(a) 概要

大型モニタは水位やゲート設備の現況、CCTV 画像等の必要情報を表示するものとする。大型モニタは4面マルチの構成とする。

(b) 機器仕様

- | | |
|-------------|--|
| a 画面サイズ | 55v 型以上 |
| b 構造 | 55 インチ TFT 液晶 |
| c バックライトLED | |
| d 解像度 | 1920×1080 ドット以上 |
| e 輝度 | 700cd/m ² |
| f 入力端子 | DVI-D 24 ピン×1 以上
HDMI TypeA コネクタ×1 以上 |
| g 連続稼働時間 | 24 時間 |
| h その他 | 壁掛け用設置取付金具含む |

6) 警報装置

(a) 概要

警報装置は統合管理サーバで判定した警報を鳴動させる機器とする。

(b) 機器仕様

- | | | |
|---|-----|-------------|
| a | ランプ | 1 色 |
| b | ブザー | あり（音量は調整可能） |
| c | 形状 | 卓上 |

7) 操作 SW 盤

(a) 概要

操作 SW 盤は押釦によりゲートを遠方／遠隔から手動制御できる機能を有する。操作 SW 盤とは PLC を介して、機側操作盤に制御信号を出力する。

(b) 機器仕様

- | | | |
|---|-------------|---|
| a | 装置構成 | キーSW, 押釦 SW, 警報器, 電源部 |
| b | 接続 I/F | 接点信号 |
| c | 操作対象設備 MCGS | 遠隔操作室：MCGS
Cainta 遠隔操作室：Cainta
EFCOS 遠方操作室：MCGS, Cainta |
| d | 安全機構 | キーSW により誤操作を防止すること |

7.3.5.6 電源設備（非常用発電設備）

(1) 設計条件の確認

1) 運転時間の設定

MCGS は、停電を伴う大型台風などの洪水被害時においても、常に操作が可能であることが求められる。制御設備用の非常電源は、日間（72 時間）の連続した停電においても機能確保するものとして設計する。運転時間は、以下の要素を参照して決定した。

A) マニラ首都圏の既往洪水対策施設における設定状況

B) 日本国内の防災施設に関する設計基準

(a) マニラ首都圏の既往洪水対策施設における設定状況

2000 年に開始した「カマナバ地区洪水制御・排水システム改良事業」において建設された各排水機場の非常用電源は 72 時間運転として計画されている。またマンガハン放水路の上流端に位置する Rosario 堰においては、タンク容量 390L に対し燃料消費量 5L/h（MMDA へのヒアリング結果）から推算される運転時間は 78 時間であるが、この燃料消費量はゲート開閉負荷を考慮しない値であり、制御機器の 72 時間運転＋数回のゲート開閉操作分の燃料が確保されているものとする。

次に、マニラ首都圏に 180 年に一度と言われる記録的な降雨をもたらした 2009 年の台風オンドイ来襲時における停電状況を整理する。2009 年の台風オンドイ来襲時におけるマニラ首都圏の停電状況を表 7.3.162 にまとめる。停電状況の記述は、当時の現地ニュースにおける Meralco 広報担当のステートメントに拠る。

全地区の復旧には 1 週間以上を要しているものの、湛水が続いた地区の復旧工事が大幅に長引いたためであり、そのような地域を除いては停電発生後 2 日目には配電網の復旧は概ね完了

していたと考えられる。台風オンドイ時の停電復旧状況を鑑みても、想定停電時間 72 時間として 72 時間を設定することは妥当と考える。

表 7.3.162 台風オンドイ来襲時における停電状況

日付	台風および停電の状況
2009 年 9/26 (土)	台風オンドイ通過、市内各所で停電発生。 停電件数：約120万件（Meralco総契約数460万件の約1/4） 停電地区数：139地区（配電地区数の総計683地区の約1/5）
2009 年 9/27 (日)	停電発生から一日以上が経過したが、被災地の 13%がまだ未復旧
2009 年 9/28 (月)	停電件数：約13.2万件（Meralco総契約数460万件の約3%） 停電地区数：27地区（配電地区数の総計683地区の約4%）
2009 年 10/2 (金)	停電地区数：6地区（配電地区数の総計683地区の約1%） 台風通過後、湛水が続いているエリアで復旧工事が難航している。
2009 年 10/6 (月)	全地区の復旧が既に完了している（一部孤立地域は引き続き復旧方法を検討中）。

出典：調査団

(b) 日本国内の防災施設に関する設計基準

日本国内の防災施設の電源確保の考え方として、「電気通信施設設計要領・同解説（電気編）」では、防災施設の通信設備において「重要な施設は連続 7 日間（168 時間）以上、その他の施設では連続 3 日間（72 時間）以上運転できる燃料を備蓄」することとしている（同 p.3-5）。なお、ここで「7 日間の備蓄を要する重要施設」とは、補給困難な山岳地域に立地するダム等が例として挙げられており、市街地に位置する本施設は該当しないと考えられる。

(c) ゲート開閉動力用燃料の設定

ゲート開閉動力は、停電期間中 1 日 2 回以上のゲート開閉操作が生じると想定し、1 回の開（閉）時間約 40 分×（開 1 回+閉 1 回）×2 回×3 日間＝合計 480 分、すなわち 8 時間分の燃料タンク容量を確保する。

2) 負荷一覧表の作成

MCGS における機器の負荷容量を表 7.3.163 に示す。機器はゲート開閉用の発電機と制御設備用発電機で分類した。

表 7.3.163 負荷一覧表

区分	負荷名称	三相	単相	単位	台数	計	
ゲート開閉 動力用	大径間ゲート開閉機電動機（2M2D）	13.00		kVA	2	26.00	
	小径間ゲート開閉機電動機（1M1D）	5.50		kW	1	5.50	
	機側操作盤制御電源		1.50	kW	2	3.00	
合計						34.50	
制御設備用	左岸 機側操作室 分電盤						
	水位計		0.01	kVA	2	0.02	
	スピーカー		0.02	kVA	2	0.04	
	集音マイク		0.01	kVA	2	0.02	
	サイレン		1.60	kVA	1	1.60	
	警報灯		0.03	kVA	2	0.06	
	CCTV		0.15	kVA	2	0.30	
	制御盤		2.77	kVA	1	2.77	
	TC子装置		0.11	kVA	1	0.11	
	MC		0.01	kVA	7	0.07	
	予備		2.00	kVA	1	2.00	
	右岸 機側操作室 分電盤						
	スピーカー		0.02	kVA	2	0.04	
	集音マイク		0.01	kVA	2	0.02	
	警報灯		0.03	kVA	2	0.06	
	CCTV		0.15	kVA	2	0.30	
	制御盤		2.77	kVA	1	2.77	
	TC子装置		0.11	kVA	1	0.11	
	MC		0.01	kVA	7	0.07	
	予備		2.00	kVA	1	2.00	
	遠隔操作室 制御設備用分電盤						
	光受信機		0.01	kVA	1	0.01	
	MC		0.01	kVA	15	0.15	
	TC親装置（PLC含む）		0.22	kVA	1	0.22	
	TC子装置		0.11	kVA	1	0.11	
	操作SW盤		0.25	kVA	1	0.25	
	L3SW		0.05	kVA	1	0.05	
	盤内雑電源		3.00	kVA	1	3.00	
	発電機盤補機電源(250kVA)		3.00	kVA	2	6.00	
	発電機盤補機電源(50kVA)		3.00	kVA	1	3.00	
	予備		2.00	kVA	1	2.00	
	遠隔操作室 建築用分電盤(DB1)						
	LIGHTINGS		1.12	kVA	1	1.12	
	LIGHTINGS		1.39	kVA	1	1.39	
	LIGHTINGS		0.46	kVA	1	0.46	
	C.O.,4 UNITS		0.68	kVA	1	0.68	
	C.O.,3 UNITS		0.51	kVA	1	0.51	
	FACP		0.95	kVA	1	0.95	
	ACCP&FCU, 1.5HP		1.14	kVA	1	1.14	
	SPARE		0.50	kVA	1	0.50	
	遠隔操作室 建築用分電盤(DB2)						
	LIGHTINGS		1.28	kVA	1	1.28	
	CONVENIENCE OUTLET, 1 UNIT		0.18	kVA	1	0.18	
SPARE		0.50	kVA	1	0.50		
遠隔操作室 建築用分電盤(DB3)							
LIGHTINGS		1.28	kVA	1	1.28		
CONVENIENCE OUTLET, 1 UNIT		0.18	kVA	1	0.18		
SPARE		0.50	kVA	1	0.50		
遠隔操作室 建築用分電盤(DB4)							
LIGHTINGS		1.28	kVA	1	1.28		
CONVENIENCE OUTLET, 1 UNIT		0.18	kVA	1	0.18		
SPARE		0.50	kVA	1	0.50		
合計						39.78	

出典：調査団

(2) 発動発電設備の設計

1) 発電機出力の算定

発電設備の出力は、負荷の出力、種類及び始動方式、消防関連負荷の有無及び原動機の種類等を考慮し、算定する。

本業務では、電気通信施設設計要領・同解説（電気編）に基づき、「自家発電設備の出力算定ソフトウェア」により出力算定を行った。

電気通信施設設計要領・同解説（電気編）に示される計算方法と計算結果を **Vol.5A Structural Calculation for Contract Package-1** に示す。計算結果は以下の通りとなった。

表 7.3.164 発電機計算結果

ゲート開閉用		制御設備用	
発電機容量	216.7kVA	発電機容量	38.6kVA
原動機出力	195.0kW	原動機出力	37.6kW

出典：調査団

2) 原動機の選定

「自家発電設備の出力算定ソフトウェア」による算定結果より、電気通信施設設計要領・同解説（電気編）に示される発電機規約効率表から直近上位を選定した。発電機規約効率表を表 7.3.166 に示す。

表 7.3.165 直近上位の発電機容量および原動機出力

ゲート開閉用		制御設備用	
発電機容量	250kVA	発電機容量	50.0kVA
原動機出力	225kW	原動機出力	48.6kW

出典：調査団

表 7.3.166 発電機規約効率表

発電機出力			規約効率 η G (%)	原動機 出力 (kW)	発電機出力			規約効率 η G (%)	原動機 出力 (kW)
(kVA)	(kW)	(力率0.8)			(kVA)	(kW)	(力率0.8)		
5		4	74 ※	5.5 ※	200		160	87.9	182 ※
10		8	75 ※	10.7 ※	250		200	88.9	225 ※
15		12	76 ※	15.8 ※	300		240	89.5	269 ※
20		16	77.0	20.8 ※	375		300	90.3	333 ※
37.5		30	80.7	37.2 ※	500		400	91.0	440 ※
50		40	82.3	48.6 ※	625		500	91.7	546 ※
62.5		50	83.4	60.0 ※	750		600	92.1	652 ※
75		60	84.3	71.2 ※	875		700	92.3	759 ※
100		80	85.5	93.6 ※	1000		800	92.6	864 ※
125		100	86.4	116 ※	1250		1000	93.0	1076 ※
150		120	87.0	138 ※	1500		1200	93.3	1287 ※

備考 ※付の値についてはJEM-1354のものではない。

出典：調査団

(a) 発電機の選定

発電機の基本条件は、電気通信施設設計要領・同解説（電気編）より下表のとおりとする。

表 7.3.167 発電機の基本条件

設計要領	本設計に適用
発電機は横型同期発電機とする	横型同期発電機とする
励磁方式はブラシレス方式又は静止励磁方式とする	ブラシレス方式又は静止励磁方式とする
保護形式は、ディーゼル機関では JIS C4034 の保護形 (IP20)又は保護防滴形(IP22S)とする ガスタービンについては保護形(IP20)とする	ディーゼル機関とし、保護形(IP20)又は保護防滴形 (IP22S)とする
絶縁の耐熱クラスは、低圧は E 種以上、高圧は B 種以上とする	低圧発電機のため、E 種以上とする
極数は 4 極を標準とし、小容量機 (100kVA 以下) は 2 極でもよい	標準の 4 極とする
発電機定格電圧は、標準として以下とする。150kVA 以下 200V/220V (200kVA まで製作可能) 150～400kVA 400V/440V (50kVA～500kVA まで製作可能) 250kVA 以上 3300V/6600V	発電機定格電圧は、標準を採用する。

出典：調査団

(b) 原動機の選定

原動機の基本条件は、電気通信施設設計要領・同解説（電気編）より下表のとおりとする。

なお、設計要領に記載されているとおり、ディーゼル機関とガスタービンの比較を表 7.3.169 に示し、ガスタービンが特に有利な場合を除き、ガスタービン方式は採用しないものとした。

表 7.3.168 原動機の基本条件

設計要領	本設計への適応
燃料消費率の良いディーゼル機関を原則とする。ただし、条件によりガスタービンが特に有利な場合はガスタービンの選定を検討する。	標準であるディーゼル機関とする。
始動方式は電気又は空気方式とする。 1000kVA以下：電気方式 1000kVA超過：電気又は空気方式	1000kVA以下のため始動方式は電気方式とする。
始動装置 電気方式は、直流電源装置によりセルモータを駆動させる方式とする。 蓄電池は制御弁式据置鉛蓄電池あるいは小型制御弁式鉛蓄電池とする。	始動装置 電気方式は、直流電源装置によりセルモータを駆動させる方式とする。 蓄電池は制御弁式据置鉛蓄電池あるいは小型制御弁式鉛蓄電池とする。
蓄電池の容量は3回以上始動可能な容量とする。	3回以上始動可能な容量とする。
ディーゼル機関の冷却方式は、ラジエータ式を標準とする。	標準のラジエータ式とする。

出典：調査団

表 7.3.169 ディーゼル機関とガスタービンの比較

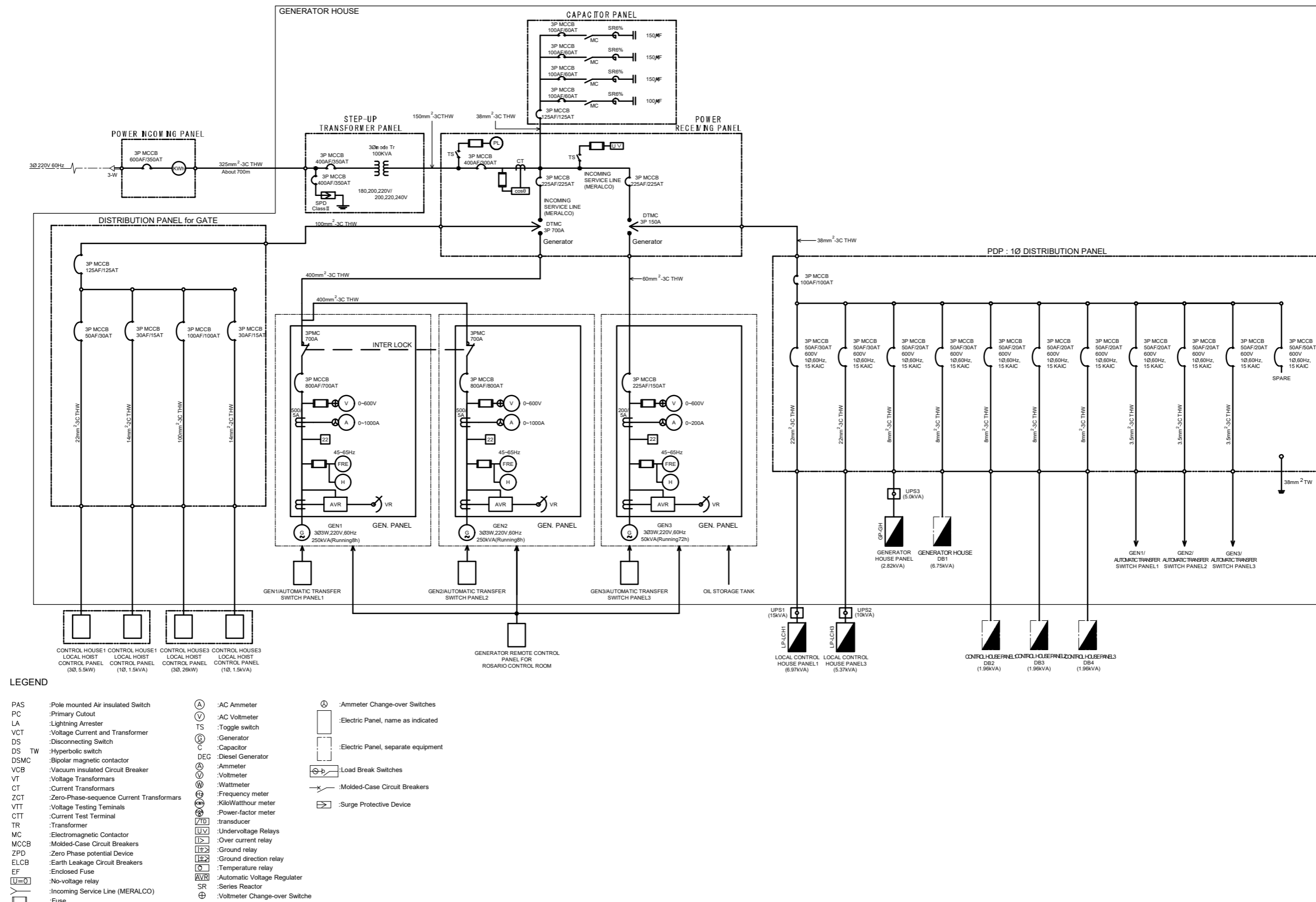
原動機項目	ディーゼル機関	ガスタービン
作動原理	断続燃焼・爆発する燃焼ガスの熱エネルギーを一旦ピストンの往復運動に変換し、それをクランク軸で回転運動に変換。 (往復運動→回転運動)	連続燃焼している燃焼ガスの熱エネルギーを直接タービンにて回転運動に変換(回転運動)
出力	吸込空気温度による出力制限は少ない。	吸込空気温度が高いときは、圧縮機で圧縮される空気量が減るために出力が制限される。
燃料消費率	230～310g/kWh	520～680g/kWh
使用燃料	軽油、A 重油	灯油、軽油、A 重油
空気過剰率	2.0～3.0	3.5～4.0
瞬時周波数変動率	±10%以下	一軸式の場合 ±5%以下 二軸式の場合 ±10%以下
周波数ドロップ	5%以下	5%以下
瞬時負荷投入率	無過給の場合 : 100%投入可能 過給機の場合 : 70%投入可能 高過給機の場合 : 50%投入可能	一軸式の場合 : 100%投入可能 二軸式の場合 : 70%投入可能
始動時間	5～40 秒	20～40 秒
軽負荷運転	燃料の完全燃焼が得られにくい。 潤滑油アップ量が増し燃焼室内あるいは排気タービン(過給機)にカーボン付着が多い。	特に問題ない。
NOx量等	300～1000ppm (O ₂ 濃度 13%)	20～150ppm (O ₂ 濃度 16%)
振動	往復運動機関のため振動があるが、防振装置荷より減少可能。	回転機関のため少ない、防振装置不要。
体積・質量	部品点数が多く、質量が重い。	機構部品が少なく、寸法及び質量共に小さく軽い。
据付	据付面積が大きい。 基礎が必要。 吸気・排気の処理装置が小さい。	据付面積が小さい。 基礎が小さくてよい。 吸気・排気の処理装置が大きくなる。
冷却水	必要 ラジエータの場合、常時補給の必要なし。	不要 (空気冷却式のため)
保守性	日常の点検項目は少ない。(自動車、建機と同程度) オーバーホールは基本的に現地可能。(一部例外あり) 交換部品は比較的安価	日常の点検項目は少ない。 オーバーホールは工場持込が必要。 交換部品の費用がディーゼルと比べ高価
障害発生時の対応	障害の程度によるが、多くの場合は現地で復旧可能。 エンジン本体に大きな破損がなければ1～3日で復旧できる。	部品交換で済む障害は現地で復旧可能であるが、ガスタービン本体の障害の場合は工場持込が必要になる。 復旧には部品交換の場合3日～1週間程度、工場持込の場合は1～2週間程度の時間が必要。
負荷制限による運転時間の延長	燃料消費量が負荷量にほぼ比例するため、負荷を定格出力の半分にすると燃料消費量はほぼ半分になるので、運転時間は約2倍になる	無負荷時でも定格出力時の50～60%の燃料を消費するため、負荷を定格出力の半分にしても燃料消費量は20%程度しか減少しないので、運転時間延長の効果は小さい。

出典：調査団

3) 発電機仕様の検討

(a) 電気系統計画

発電機に接続する負荷、および発電機出力・原動機出力の算定結果より、単線結線図を作成した。単線結線図を図 7.3.143 に示す。

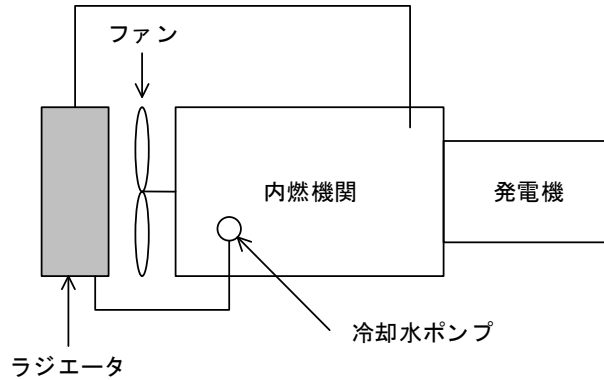


出典：調査団

図 7.3.143 単線結線図

(b) 冷却方式の決定

電気通信施設設計要領・同解説（電気編）平成 29 年版 P3-32 より、ディーゼル機関の冷却方式は、ラジエータ式を標準とする。以下にラジエータ冷却式の模式図を示す。

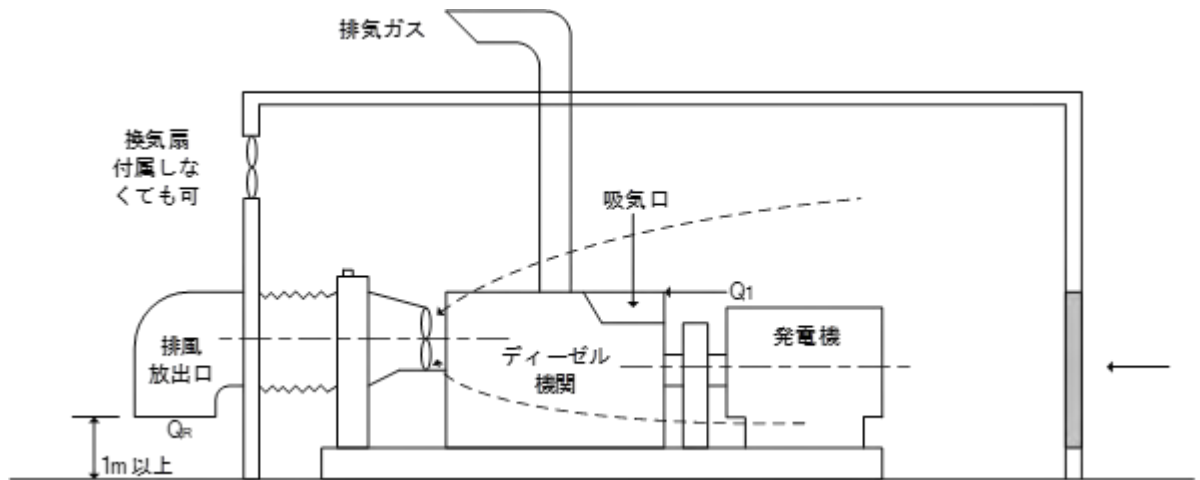


出典：調査団

図 7.3.144 ラジエータ冷却式

4) 換気量計算

ラジエータ冷却方式における換気模式図を以下に示す。



出典：調査団

図 7.3.145 ラジエータ冷却方式の換気模式図

ラジエータ式の換気量は、次により求める。

必要給気量 Q (m3/min) = Q1 + QR

Q1：原動機の燃焼に必要な空気量

$$Q1 = \frac{A' \times be \times Pe \times \varepsilon}{60 \times \rho} \text{ (m3/min)}$$

A'：燃料 1 kg を燃焼させるのに必要な空気量(m3/kg)
 (A 重油：14.6、軽油：14.7)

be：エンジンの燃料消費率 (kg/kWh)
 ラジエータ式の場合、増加量 7%を加えた値とする

Pe：原動機出力(kW)

ε：空気過剰率（無過給機関=2.0、過給器付機関=2.5）

ρ：空気密度（=1.165 at 30°C）(kg/m3)

QR：ラジエータファンによる換気量(m3/min)

表 7.3.170 ラジエータファンによる換気量

出力		ラジエータファンによる 換気量(m3/min)	ガラリ面積 (m2)
原動機(kW)	発電機(kVA)		
37	37.5	150	0.8
49	50	175	1.0
60	62.5	186	1.0
71	75	191	1.1
94	100	250	1.4
116	125	311	1.7
138	150	375	2.1
182	200	400	2.2
225	250	500	2.8
268	300	600	3.3
332	375	750	4.2
440	500	1000	5.6
545	625	1250	6.9
652	750	1500	8.3
759	875	1750	9.7
864	1000	2000	11.1

出典：電気通信施設設計要領・同解説（電気編）P3-48

本設計における各値と計算結果を以下に示す。

表 7.3.171 換気量計算結果

ゲート開閉用	制御設備用
<ul style="list-style-type: none"> ・ A' = 1.47 ・ be = 0.29 (ディーゼル機関、184~331kW の場合 0.27kg/kWh の7%増) ・ Pe = 225 ・ ε = 2.0 ・ ρ = 1.165 ・ QR = 500 (表 7.3.170 より) $Q1 = \frac{A' \times be \times Pe \times \varepsilon}{60 \times \rho}$ $= \frac{1.47 \times 0.29 \times 225 \times 2.0}{60 \times 1.165}$ $= 2.74$ <ul style="list-style-type: none"> Q = 2.74 + 500 = 502.74 (m3/min) = 30164.4 (m3/h) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ A' = 1.47 ・ be = 0.32 (ディーゼル機関、22~184kW の場合 0.30kg/kWh の7%増) ・ Pe = 49 ・ ε = 2.0 ・ ρ = 1.165 ・ QR = 175 (表 7.3.170 より) $Q1 = \frac{A' \times be \times Pe \times \varepsilon}{60 \times \rho}$ $= \frac{1.47 \times 0.32 \times 49 \times 2.0}{60 \times 1.165}$ $= 0.66$ <ul style="list-style-type: none"> Q = 0.66 + 175 = 175.66 (m3/min) = 10539.6 (m3/h)

出典：調査団

(a) 使用燃料

燃料は軽油を使用する。

(b) 燃料及び潤滑油消費量算定

(i) 燃料消費量の算定

電気通信施設設計要領・同解説（電気編）に示される以下の計算より、1時間あたりの燃料消費量は以下のとおりである。

$$\text{燃料消費量(L/h)} = \frac{\text{原動機出力 (kW)} \times \text{燃料消費率 (g/kWh)}}{1000 \times \text{燃料の比重}}$$

出典：電気通信施設設計要領・同解説（電気編）平成 29 年版 P3-39

なお、燃料消費率及び燃料の比重は、電気通信施設設計要領・同解説（電気編）より以下のとおりとした。

表 7.3.172 燃料消費率（単位：g/kWh）

原動機出力（kW）		22以下	22を超え 184以下	184を超え 331以下	331を超え 552以下	552を超え るもの
燃料消費率	ディーゼル機関	310	300	270	250	230
	ガスタービン	—	680	660	590	520

備考・上表値は、本章3-2-1基本方針1. 基本条件（8）に記載の標準状態における数値である。
 また、標準状態より外れる場合は、3-2-3発電設備の選定1. 原動機出力低下の補正による。
 ・原動機出力（kW） \geq 原動機の軸出力（kW）=発電機出力（kW）/発電機の規約効率（発電機出力及び原動機出力は表3-2-2-8発電機規約効率による。）
 ・液体燃料でA重油を使用する場合の基準真発熱量は、42700（kJ/kg）とする。
 ただし、異なる燃料を使用する場合は、その真発熱量で補正できる。
 ・ディーゼル機関で、ラジエータ冷却の場合は7%増とする。
 ・ガスタービンは、製造者の形式により個々に異なるので注意すること。

出典：電気通信施設設計要領・同解説（電気編）平成29年版 P3-39

表 7.3.173 燃料の比重

使用燃料	比 重
A 重油	0.85
軽 油	0.83
灯 油	0.79

出典：電気通信施設設計要領・同解説（電気編）平成29年版 P3-39

本設計における各値と計算結果を以下に示す。

ゲート開閉用	制御設備用
・原動機出力：225kW ・燃料消費率：270（ディーゼル機関） ・燃料の比重：0.83（軽油） $\text{燃料消費量(L/h)} = \frac{\text{原動機出力(kW)} \times \text{燃料消費率(g/kWh)}}{1000 \times \text{燃料の比重}}$ $= \frac{225 \times 270}{1000 \times 0.83}$ $= 73.2$ ラジエータ冷却方式のため7%増 $73.2 \times 1.07 = \underline{78.3(L/h)}$	・原動機出力：48.6kW ・燃料消費率：300（ディーゼル機関） ・燃料の比重：0.83（軽油） $\text{燃料消費量(L/h)} = \frac{\text{原動機出力(kW)} \times \text{燃料消費率(g/kWh)}}{1000 \times \text{燃料の比重}}$ $= \frac{48.6 \times 300}{1000 \times 0.83}$ $= 17.57$ ラジエータ冷却方式のため7%増 $17.57 \times 1.07 = \underline{18.80(L/h)}$

(ii) 燃料貯油量

必要となる燃料貯油量は、電気通信施設設計要領・同解説 電気編（H29）より以下の式にて算出する。

$\text{燃料貯油量 (L)} = \text{燃料消費量 (L/h)} \times \text{運転時間 (h)}$
--

出典：電気通信施設設計要領・同解説 電気編（H29）

なお運転時間は設計条件よりゲート開閉用発電機を 8 時間運転、制御設備用発電機を 72 時間運転として計算した。それぞれの燃料貯油量は以下の通りとなる。

ゲート開閉用	制御設備用
燃料貯油量 = 78.3×8 = 627(L)	燃料貯油量 = 18.80×72 = 1353(L)

5) 設置位置の検討

前項までの設計結果より、設置する設備は下記のとおりである。

- ・ ゲート開閉用発電機 250kVA
- ・ 制御設備用発電機 50kVA
- ・ 燃料油庫

(a) ゲート開閉用発電機

ゲート開閉用発電機は、停電時における確実なゲート操作を可能とし、かつ機器故障時においても電源を確保するため、常用と非常用の 2 式設置する。ゲート開閉用発電機は、発電機棟平面計画（図 7.3.146 参照）に基づき設置する。

(b) 制御設備用発電機

制御設備用発電機は、停電時における確実な施設制御を可能とするために設置する。制御設備用発電機は、先に設定した停電補償 3 日間（72 時間）を満足するための燃料槽とあわせ整備する。本発電機は、発電機棟平面計画（図 7.3.146 参照）に基づき設置する。

(c) 燃料油庫

ゲート開閉用発電機の燃料は、発電機に内蔵のサービスタンクにより給油する。ゲート開閉用は 2 台の発電機を設置するため、常用と非常用の 2 台で必要量を満足する仕様とする。

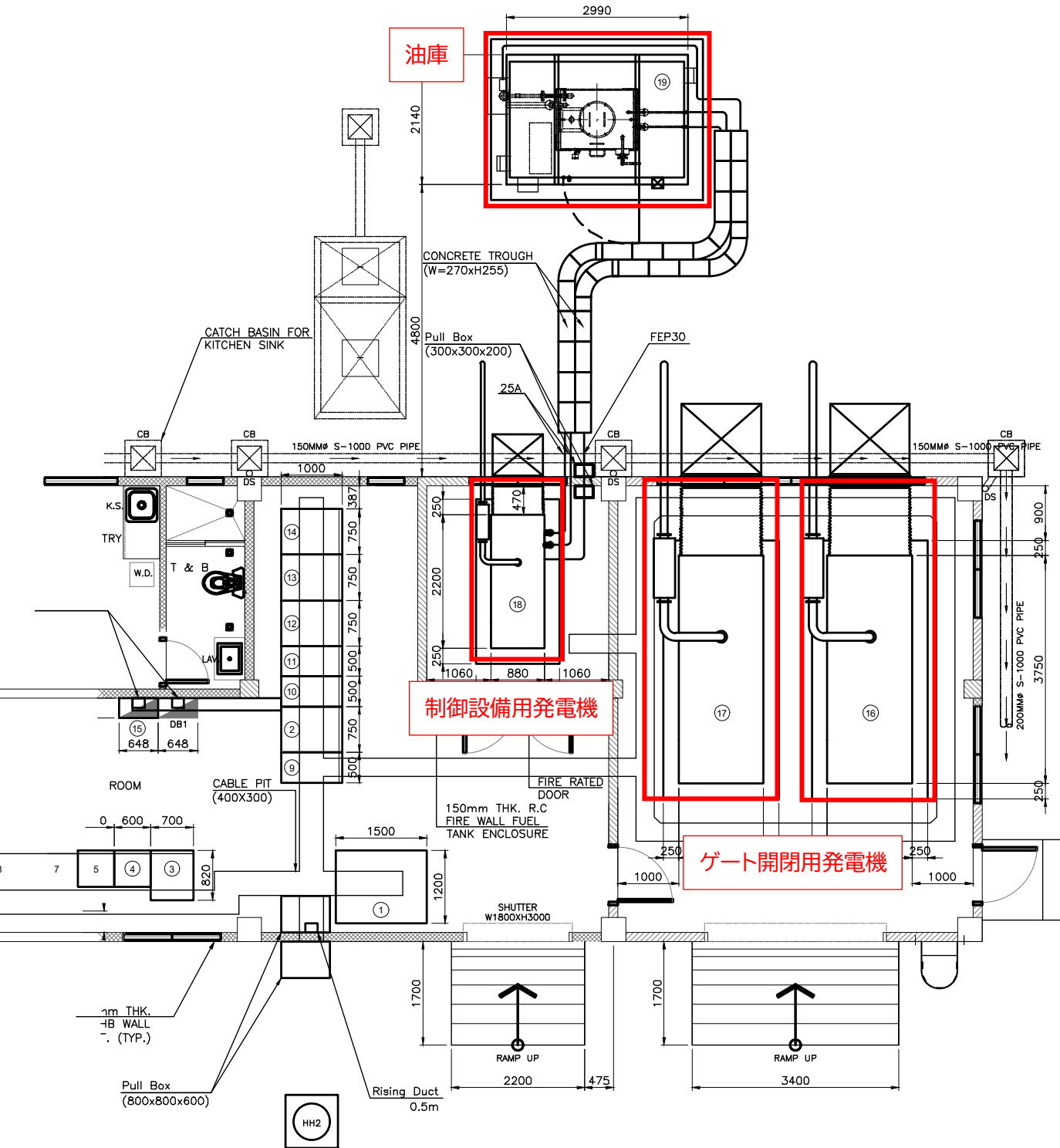
制御設備用発電機の燃料は、サービスタンクで必要用を格納することが困難なため、発電機棟屋外に燃料油庫を設ける。油庫の配置は、フィリピンにおける設置基準（離隔）に基づき、発電機棟から 3m の離隔を確保する。

表 7.3.174 可燃性液体種別・容量と建屋との離隔

Table 20: STORAGE OF FLAMMABLE OR COMBUSTIBLE LIQUIDS IN CLOSED CONTAINERS OUTSIDE OF BUILDINGS

QUANTITY IN LITERS	DISTANCE FROM BUILDING OR LINE OF ADJOINING PROPERTY WHICH MAY BE BUILT UPON IN METERS
CLASS I	
1 to 568 (3 drums)	4.5
568 to 1892 (3 to 10 drums)	7.5
1893 to 18925 (10 to 100 drums)	15
CLASS II or III	
1 to 568 (3 drums)	1.5
568 to 1892 (3 to 10 drums)	3
1893 to 18925 (10 to 100 drums)	9

出典：FIRE CODE OF THE PHILIPPINES OF 2008



出典：調査団

図 7.3.146 発電機及び油庫の配置

6) 発電機室の計画

(a) 換気方式

発電設備の換気方式には、ガラリによる自然換気方式とした。

自然換気とする場合、給気ガラリの必要面積 A は次式により求める。

$$A = \frac{Q1 + QR}{60 \times V \times \alpha} \quad (\text{m}^2)$$

ここで、

- A : ガラリ面積 (m²)
- Q1 : 燃料油の燃焼に必要な空気量 (m³/min)
- QR : ラジエータファンによる換気量 (m³/min)
- V : 風速 4m/sec
- A : ガラリの透過率 (=0.3)、ガラリに金網を設置する場合は透過率 (=0.27)

本設計における各値と計算結果を以下に示す。

ゲート開閉用	制御設備用
$A = \frac{2.75 + 500}{60 \times 4 \times 0.27} = \underline{7.76\text{m}^2}$	$A = \frac{0.66 + 175}{60 \times 4 \times 0.27} = \underline{2.71\text{m}^2}$

(b) 機器間の保有距離

発電機の機器間隔距離は、電気通信施設設計要領・同解説（電気編）平成 29 年版の P3-65 に記載されている表 7.3.175 を基準とする。

表 7.3.175 機器間の保有距離

保有距離を確保しなければならない部分		保有距離	
キュービクル式のもの	操作面	1.0m以上	
	点検面	0.6m以上 ただし、変電設備、蓄電池又は建築物等と相対する部分については1.0m以上	
	換気を有する面	0.2m以上	
キュービクル式以外のもの	自家発電装置	相互間	1.0m以上
		周囲	0.6m以上
	発電機盤	操作面	1.0m以上（相対する場合は1.2m以上）
		点検面	0.6m以上（相対する場合は1m以上）
		換気を有する面	0.2m以上
	燃料小出槽	内燃機関	0.6m以上（予熱しない原動機） 2.0m以上（予熱する原動機）
		防油堤の内枠壁面	地方条例による
	直流電源設備	操作面	1.0m以上
		点検面	0.6m以上

(屋外又は主要構造物を耐火構造とした建築物の屋上に設ける場合にあっては、隣接する建築物又は工作物から3m以上の距離を有するか、又は当該設備から3m未満の範囲の隣接する建築物等の部分が不燃材で造られ、かつ、当該建築物等の開口部に防火戸その他の防火設備が設けられていること。)

出典：電気通信施設設計要領・同解説（電気編）平成 29 年版 P3-65

(c) 発電装置の耐震対策

発電設備は、発電機と原動機を直結して、防振及び耐震構造を有する共通架台に固定するものとし、地震により発電設備が脱落しないよう脱落防止装置付とする。

(i) 発電機の基礎寸法

発電装置の基礎寸法は、電気通信施設設計要領・同解説（電気編）平成 29 年版 P3-53 により検討する。

(1) 基礎

1) 基礎の寸法

基礎の寸法は、下記による。

幅 \geq (共通台床の幅) + 0.3 (m) 注*

長さ \geq (共通台床の長さ) + 0.3 (m) 注*

床面から基礎面まで \geq 0.1 (m)

注* : 0.3mは、接着系のアンカーの場合であり、箱抜きアンカー施工の場合は0.5m以上とする。

出典：電気通信施設設計要領・同解説（電気編）平成 29 年版 P3-53

検討に用いる発電機の据付寸法は、デンヨーの発電機を参考にした。発電機寸法および基礎寸法を表 7.3.176 に示す。

表 7.3.176 発電機寸法および基礎寸法

発電機	型番	発電機寸法(mm)	基礎寸法(mm)
250kVA	DCA-300SPK3	幅 : 1400 長さ : 3750	幅 : 1400+300 = 1700 長さ : 3750+300 = 4050
50kVA	DCA-60ESI2	幅 : 880 長さ : 2200	幅 : 880+300 = 1180 長さ : 2200+300 = 2500

出典：調査団

(ii) アンカーボルトの耐震計算

発電装置及び燃料槽のアンカーボルトサイズは、「建築設備耐震設計・施工指針 2014 年版」に基づき選定する。計算を行った結果、以下に示すアンカーボルトを選定した。計算の詳細を Vol.5A Structural Calculation for Contract Package-1 に示す。

- ・ ゲート開閉用発電機：アンカーボルト W3/4（8 本）の使用で強度不足は発生しない
- ・ 制御設備用発電機：アンカーボルト W5/8（8 本）の使用で強度不足は発生しない

7) 表示項目の設定

発電機に搭載する発電機盤には、発電機状態及び故障警報を目視にて確認可能なようランプによる状態警報表示を具備するものとする。なお、表示内容及び項目は、表 7.3.177 に示すとおりとする。

表 7.3.177 表示内容及び項目

(1) 光源は、発光ダイオードとする。LED球は容易に交換できる構造とする。
 なお、プリント配線板で容易にLED球交換ができない場合は、プリント配線板1枚を予備品とする。

(2) 状態表示（監視項目、制御項目）と外部接続端子については、表-1とする。

(3) 保安装置は表-2により設けること。

1) 故障時には、ランプ表示及び警報で内容が判別できるものとする。

2) 故障発生時は、自己保持し「故障復帰」の押釦スイッチを操作することにより解除する。

表-1

表示項目	外部接点		備考
	監視	制御	
1 商用	○	—	商用正常時点灯
2 商用異常	○	—	
3 発電	○	—	発電機電圧確立で点灯
4 商用給電※	○	○	遮断器又は切替器投入で点灯
5 発電給電※	○	○	遮断器又は切替器投入で点灯
9 現場	○	—	「現場 - 遠方」切替スイッチによる
7 遠方	○	—	
8 手動起動	—	—	「手動 - 自動 - 試験」切替スイッチによる
9 自動起動	—	—	
10 始動	—	○	
11 停止	—	○	

※ 必要な場合に取付けること。

出典：非常用発動発電装置機器仕様書（案）平成29年1月版 P10

表-2

種別	表示項目	原動機停止	主回路遮断	検出装置	外部接点
重故障	始動渋滞	○	—	渋滞検出タイマー又はスイッチ	○
	潤滑油油圧低下	○	○	油圧検出スイッチ	○
	冷却水断水又は温度上昇	○	○	断水検出又は水温検出スイッチ	○
	過回転	○	○	過回転検出スイッチ	○
	過電流※	—	○	過電流継電器	○
	燃料油最低油量	○	○	油面検出装置	○
	緊急停止	○	○	手動	○
	制御電源異常	○	○	直流不足電圧継電器	○
軽故障	燃料油油面低下	—	—	油面検出装置	○
	蓄電池温度上昇	—	—	蓄電池温度上昇警報装置	○
	補機故障	—	—	過電流及び欠相保護継電器	○

[備考] ○印を適用
 ※遮断器が配線用遮断器の場合は設けなくてもよい。

出典：非常用発動発電装置機器仕様書（案）平成29年1月版 P11

